

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT

RINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

JAHRGANG SEPTEMBER 1958 HEFT 9



12 Hüttenwerke in Deutschland

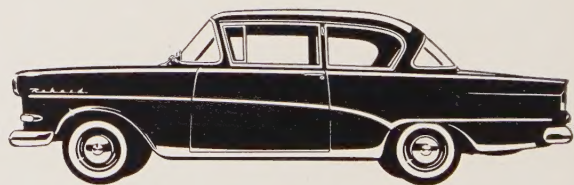
produzieren

ORSTAHL



PS - ganz auf die Praxis abgestimmt

Im Strudel des Verkehrs: überfüllte Großstadtstraßen, lange Kolonnen auf Autobahnen . . . da braucht man einen Wagen mit Temperament, um nicht allzuviel Zeit zu verlieren. Da ist der REKORD richtig! Frappierend ist die Beschleunigungskraft seiner 45 PS. In 14 Sek. vom Stand auf 80 km/h, in 25 Sek. auf 100 km/h . . . welche Beweglichkeit, welche Sicherheit beim Überholen! Trotzdem bleiben die Autospesen verhältnismäßig niedrig . . . niedriger, als Sie bei einem so „spritzigen“, komfortablen und schönen Wagen vermuten. Bitte, testen Sie den REKORD einmal auf einer Probefahrt. 45 PS warten auf Ihre Befehle . . .



REKORD

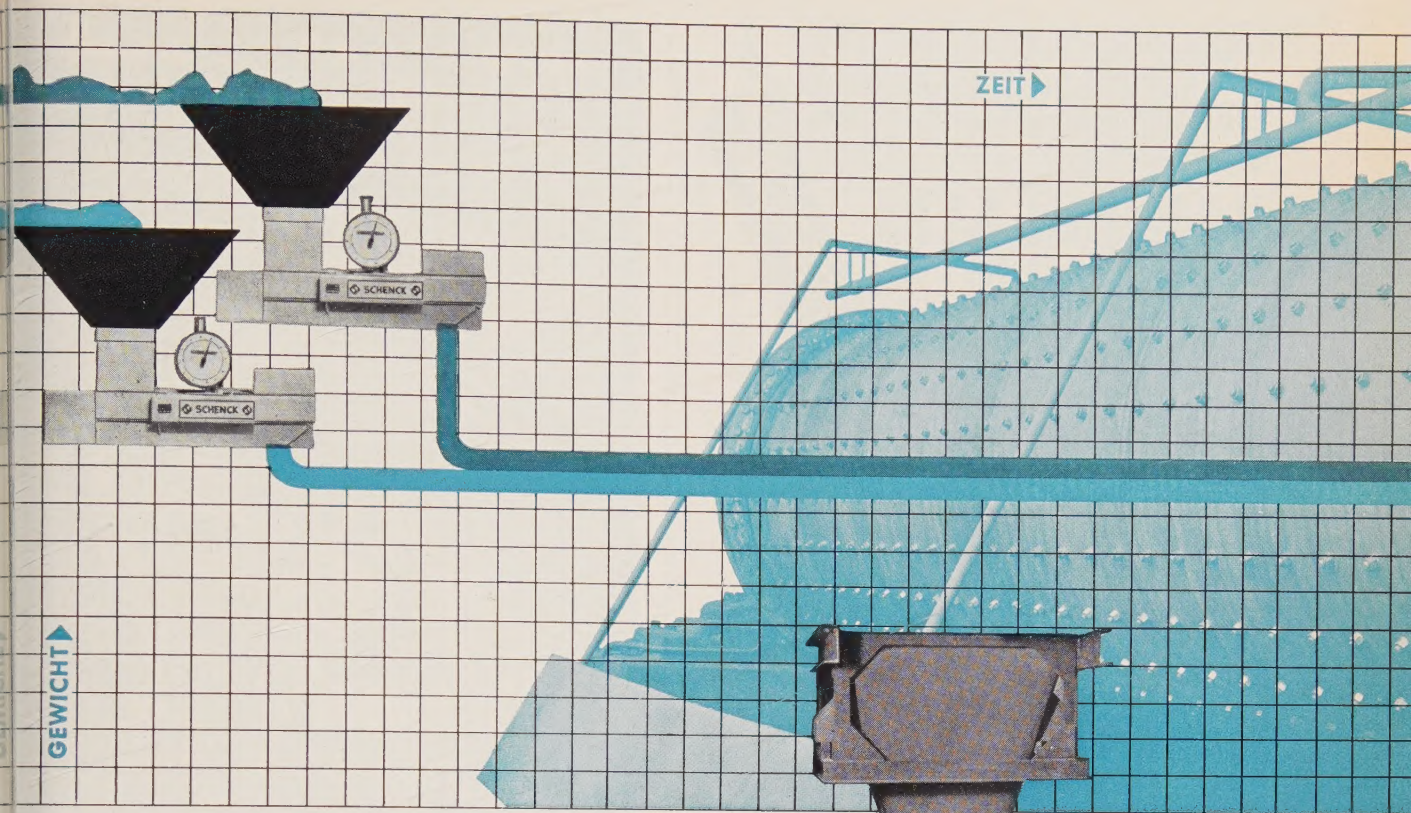


DM **6385.-** a.W.

Sonderausstattung gegen Mehrpreis

ADAM OPEL AG · RUSSELSHEIM AM MAIN

Günstige Finanzierungsmöglichkeiten durch unsere ALLGEMEINE FINANZIERUNGS-GESELLSCHAFT MBH.



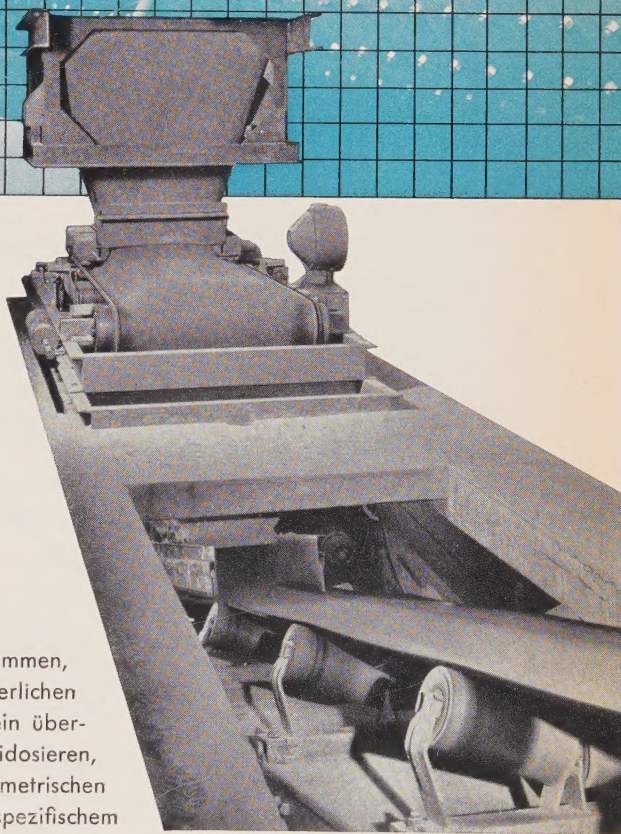
▲ Schenck-Dosierbandwaagen DMe, Gravidosierleistung max. 50 t/h
 Schenck-Dosierbandwaage DMEV, für schlecht fließende Güter, ►
 Gravidosierleistung max. 500 t/h.

Gravidosieren

bietet neue betriebliche Möglichkeiten

Um möglichst genau Teilmengen eines Schüttgutes zu bestimmen, benützt man nicht Hohlmaße, sondern wägt. Bei kontinuierlichen Schüttgutströmen mußte man noch bis vor kurzem auf ein überall anwendbares Dosieren nach Gewicht, das genaue Gravidosieren, verzichten. Das Gravidosieren umgeht zudem alle volumetrischen Fehlerquellen, wie Unterschiede in Schüttdichte, Körnung, spezifischem Gewicht, Temperatur usw. Ein Beispiel – Rohrmühlen – zeigt die Überlegenheit des Gravidosierens durch die Schenck-Dosierbandwaage: (1) Man kann die Mühle durch scharfes Innehalten ihres optimalen Beschickungsgrades voll „ausfahren“, denn das Gewicht der Füllung entspricht der Mahlleistung. Dauernder optimaler Beschickungsgrad bedeutet aber auch dauernd gleichbleibende Korn-Zusammensetzung (= Mahlgut-Qualität). (2) Alle Schüttgutanteile lassen sich durch zwei oder mehr Dosierbandwaagen gleichzeitig gravidosieren; damit entsteht eine automatisch und kontinuierlich arbeitende Gemenganlage die bequem über einen zentralen Regler ihre Sollwerte erhält.

Welche weiteren Möglichkeiten des Gravidosierens bestehen, wie Schenck-Dosierbandwaagen arbeiten, und wie sie auch „böartige“ Schüttgüter beherrschen, schildert ausführlich der Prospekt W 4057.



Carl Schenck

Maschinenfabrik GmbH

Darmstadt



Immer größere Kreise
erfaßt der

RAPIDOGRAPH

MIT ROTRING

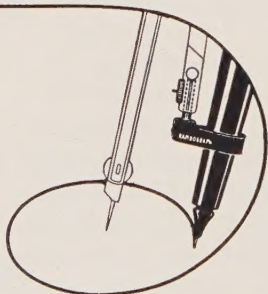
in der Fachwelt, denn die
Vorzüge dieses hochent-
wickelten Zeichengerätes
sprechen sich schnell
herum.



5 verschiedene Strichstärken von
ca. 0,15 bis 0,80 mm mit den dazu
passenden RAPIDOGRAPH-Schablonen
(Schrifthöhe 2 bis 10 mm) in
gerader und schräger Schrift eröff-
nen ein weites Feld von Einsatz-
möglichkeiten.

Durch das Füllhalter-System ist
eine Zeitersparnis bis zu 50 %
erreichbar. Alle Lineale, selbst
flachaufliegende, können benutzt
werden. Zu füllen mit Tusche oder
Tinte.

Kreise aller Größen zieht man mit
Hilfe des RAPIDOGRAPH-Zirkel-
ansatzes.



Mit dem Tuschefüller RAPIDOGRAPH und Zubehör
arbeiten Sie sauberer, schneller und rationeller !

Plastiment

Seit Jahrzehnten
befaßt sich unsere Firma ausschließlich
mit Fragen des Beton- und Bautenschutzes.

Standardprodukte
aus unserem Fabrikations-
programm sind
in der ganzen Welt
bekannt.



**PLASTIMENT GMBH
KARLSRUHE**

Postfach 1270 · Telefon 2 68 23

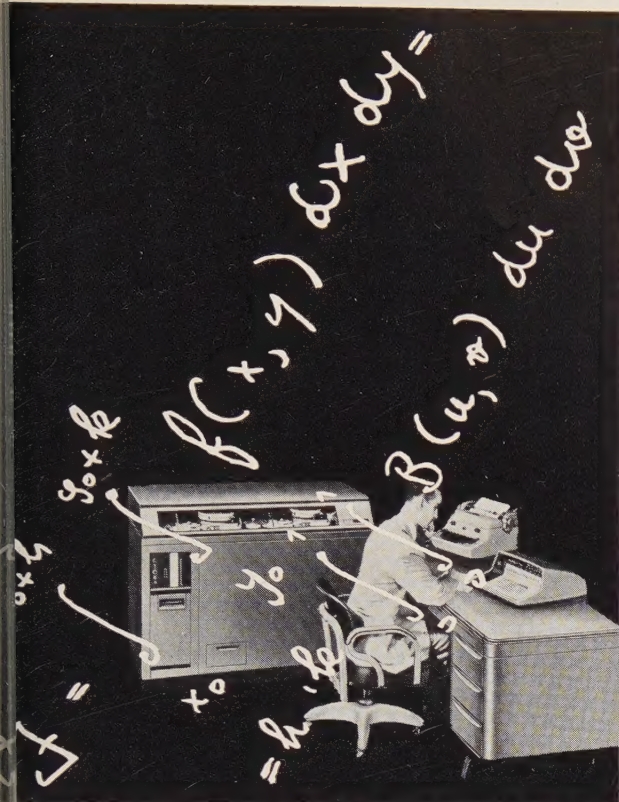
Unverbindliche und kostenlose Beratung durch unsere
Fachleute. Bitte, verlangen Sie unsere Drucksachen.



GRÜNDUNGEN



JOHANN KELLER
G.M.B.H.
FRANKFURT AM MAIN



rekt am Arbeitsplatz

können Techniker und Wissenschaftler jetzt einfache und komplizierte Berechnungen elektronisch schnell durchführen.

Das kaum schreibtischgroße Rechenggerät IBM 610 – der Elektronenrechner mit Kommaautomatik – ist mit Einrichtungen versehen, wie sie sonst nur Großrechenanlagen besitzen. 5- und 8-Kanal-Lochstreifen dienen der automatischen Programmsteuerung und Datenverarbeitung. Magnettrommelspeicher, Bildschirm für Registeranzeige, Kommaautomatik, Quadratwurzeloperation und andere automatische Rechenoperationen, ferner selbständige Rechenkontrollen und eine elektrische Schnellschreibmaschine sind einige hervorsteckende Einrichtungen dieser kleinen elektronischen Rechenanlage.

Die große Anpassungsfähigkeit der IBM 610, die leichte Programmerstellung und die vollautomatische Arbeitsweise ermöglichen schnelle und sichere Durchführung der verschiedenartigsten Arbeiten. Einige Anwendungsmöglichkeiten: Matrizenrechnung – Lösung linearer Gleichungssysteme – Formelauswertungen – Differentialgleichungen – Probleme der Statik und Thermodynamik – Versuchsplanung – mathematische Statistik.

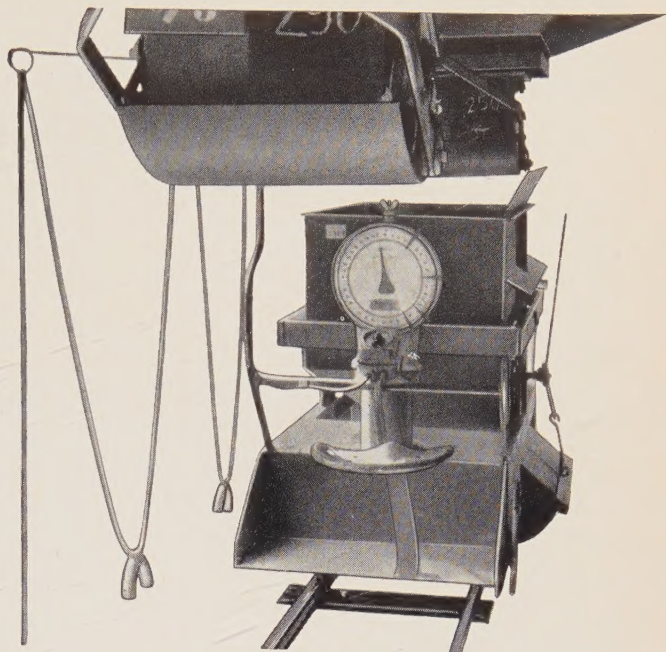
IBM-Spezialisten beraten Sie gern in allen Einzelfragen.

IBM-Geschäftsstellen finden Sie in allen größeren Städten.

IBM

ELEKTRONISCHE RECHENGERÄTE

IBM DEUTSCHLAND, Internationale Büro-Maschinen Gesellschaft mbH., Hauptverwaltung Sindelfingen bei Stuttgart.



Rationelles Gattieren . . .

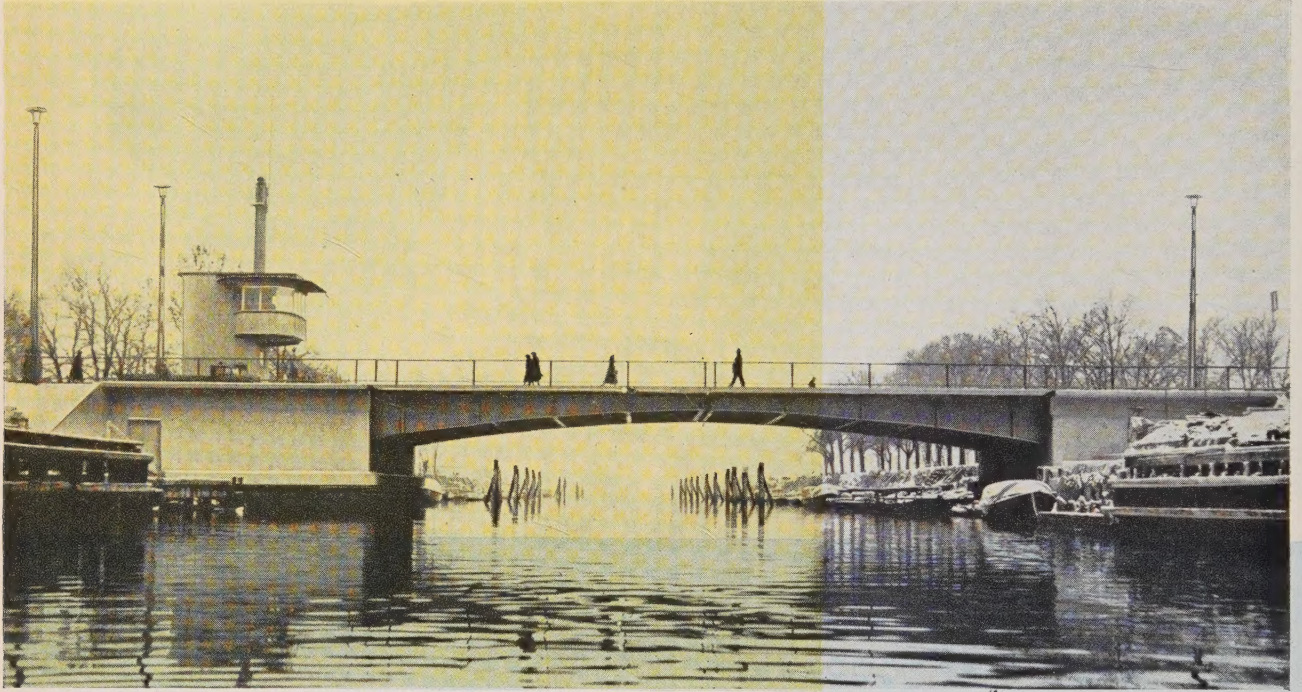
Im Zeichen der steigenden Materialkosten und Löhne ist das Rationalisieren der Betonherstellung dringend notwendig: an Stelle des raumteilmäßigen muß das gewichtsgenaue Bemessen zumindest der Bindemittel erfolgen. Dies wird einmal gefordert, weil der beim volumetrischen Abmessen der Bindemittel nun einmal notwendige und in der Baustellenpraxis übliche Sicherheitszuschlag an Zement heute wirtschaftlich nicht mehr vertretbar ist. Zum andern aber auch, weil dabei mit weniger Leuten schneller und zuverlässiger gearbeitet werden kann.

Fordern Sie bitte – selbstverständlich kostenlos und unverbindlich – unsere »Wiegefiel für den Bau«; sie gibt Ihnen an Hand von Beispielen aus der Praxis wertvolle Aufschlüsse und Anregungen.



Pfister-Waagen

AUGSBURGER WAAGENFABRIK
LUDWIG PFISTER KG AUGSBURG



Doppelklappbrücke Moss in Norwegen
System Scherzer mit unter der Fahr-
bahn angeordnetem Gegengewicht
und unter der Mitte befindlichem Kur-
belantrieb.

BEWEGLICHE BRÜCKEN

SCHLEUSEN- UND WEHRANLAGEN
DOCK- UND SPERRTORE · SCHIFFS-
HEBEWERKE · SCHIFFSAUFSCHELLEN

MASCHINENFABRIK AUGSBURG-NÜRNBERG AG · WERK GUSTAVSBURG

DER BAUINGENIEUR

ZEITSCHRIFT FÜR DAS GESAMTE BAUWESEN

HERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. K. SATTLER / BERLIN
MITHERAUSGEBER: PROFESSOR DR.-ING. A. MEHMEL / DARMSTADT
RINGER-VERLAG BERLIN / GÖTTINGEN / HEIDELBERG

JAHRGANG SEPTEMBER 1958 HEFT 9

Inhaltsübersicht

	Seite
K 624.074.4.001.24 Dipl.-Ing. G. Kirchner , Frankfurt a. M.: Berechnung langer Zylinderschalen. Mit 17 Abbildungen	331
K 624.041 : 624.072.23 Prof. Dr.-Ing. H. Craemer , Fischerhude üb. Bremen: Verbessertes Iterationsverfahren für durchlaufende Balken. Mit 3 Abbildungen	336
K 626.1 : 627.4 (282.246) Prof. Dr.-Ing. F. Hartung , München: Die Kanalisierung des Manzanares in Madrid. Mit 12 Abbildungen	338
K 624.131.5.001.24 Dipl.-Ing. H. Meißner , Hamburg: Die Berechnung der Spannungen unter beliebigen Punkten innerhalb und außerhalb einer gleichmäßig belasteten schlaffen Kreisfläche. Mit 5 Abbildungen	342
K 622.83 : 550.312 : 539.22 Prof. Dr.-Ing. habil. G. Sonntag , München: Einfluß der Anisotropie auf die Beanspruchung des Ge- steins in der Umgebung von Stollen. (Fortsetzung und Schluß aus Heft 8.) Mit 9 Abbildungen	344

Kurze Technische Berichte

K 691.82 : 539.415 : 620.176 Die Dauerfestigkeit von Bruchsteinmaterial. Mit 3 Abbildungen	351
K 624.131.37 : 624.131.53/.54 : 624.131.2 (481) Landsicherheitsuntersuchungen an einigen natürlichen Böschungen in norwegischen Tonböden	352
K 627.418 : 624.154.1 : 624.155.33 (44) Die Bauweise im Wasserbau. Mit 4 Abbildungen	354
K 627.825.7 (45) Die Herstellung der Bogenstaumauer Pieve di Cadore. Mit 8 Abbildungen	356
K 624.137.4 : 624.154.34 : 627.823.46 Die Schräpfahlwand nach dem System I. C. O. S.-Dr. Veder An Auffüllboden. Mit 4 Abbildungen	360
Technische Besprechungen	363
Verschiedenes	365
Beiträge aus der Industrie	366

DER BAUINGENIEUR

berichtet über das gesamte Gebiet des Bauingenieurwesens (mit Ausnahme von Vermessungswesen, Verkehrstechnik, Wasserversorgung und Entwässerung der Siedlungen). Er bringt Aufsätze über Baustoffe, Theorie und Praxis der Ingenieurkonstruktionen, interessante Bauausführungen, Berichte über bemerkenswerte Veröffentlichungen des Auslandes, Normungsfragen und Tagungen, Buchbesprechungen

Originalbeiträge nehmen an die Herausgeber:

Professor Dr.-Ing. K. Sattler,

Technische Universität Berlin,
Lehrstuhl für Stahlbau

(1) Berlin-Charlottenburg 2, Hardenbergstr. 35

Professor Dr.-Ing. A. Mehmel,

(16) Darmstadt, Technische Hochschule.

Alle sonstigen Mitteilungen, Bücher, Zeitschriften usw. werden erbeten an die

Schriftleitung „Der Bauingenieur“,
Berlin W 35, Reichpietschufer 20,
Springer-Verlag.

Für die Abfassung der Arbeiten sind die von den Herausgebern anzufordernden Richtlinien zu beachten. Für Formelgrößen usw. sollen soweit irgend möglich die genormten Bezeichnungen nach DIN 1350 und 1044 bzw. der BE. benutzt werden. Vorlagen für Abbildungen werden auf besonderen Blättern erbeten. Reinzeichnungen werden soweit erforderlich vom Verlag ausgeführt.

Nachdruck: Mit der Annahme des Manuskripts erwirbt der Verlag das ausschließliche Verlagsrecht für alle Sprachen und Länder. Im „Bauingenieur“ erscheinende Arbeiten dürfen vorher an anderer Stelle nicht veröffentlicht sein und auch später nicht anderweitig veröffentlicht werden.

Photographische Vervielfältigungen, Mikrofilme, Mikrophote von ganzen Heften, einzelnen Beiträgen oder Teilen daraus sind ohne ausdrückliche Genehmigung des Verlages nicht gestattet.

Die Wiedergabe von Gebrauchsnamen, Handelsnamen, Warenbezeichnungen usw. in dieser Zeitschrift berechtigt auch ohne besondere Kennzeichnung nicht zu der Annahme, daß solche Namen im Sinne der Warenzeichen- und Markenschutz-Gesetzgebung als frei zu betrachten wären und daher von jedermann benutzt werden dürften.

Erscheinungsweise: Monatlich.

Bezugspreis: Vierteljährlich DM 12,— (Einzelheft DM 4,50) zuzüglich Postgebühren. — Für Studierende ermäßigt sich der Bezugspreis auf DM 9,600 vierteljährlich zuzüglich Zustellgebühren. — Die Lieferung läuft weiter, wenn nicht 4 Wochen vor Vierteljahresschluß abbestellt wird. Der Bezugspreis ist im voraus zahlbar. — Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, jedes Postamt oder der Verlag entgegen.

Anzeigen nimmt die Anzeigen-Abteilung des Verlages (Berlin W 35, Reichpietschufer 20, Westberlin) Fernspr.: Sammelnummer 13 01 31) an. Die Preise wolle man unter Angabe der Größe und des Platzes erfragen.

SPRINGER-VERLAG

Berlin W 35, Reichpietschufer 20,

Fernsprecher: Sammelnummer 13 01 31.

Heidelberg, Neuenheimer Landstraße 28—30,

Fernsprecher: 2 79 01—4.

Zur Berechnung langer Zylinderschalen

Von Dipl.-Ing. G. Kirchner, Frankfurt a. M.

DK 624.074.4.001.24

Vorbemerkung: Anlaßlich des Second Symposium on Concrete Shell Roof Construction (Oslo, 1.—3. Juli 1957) wurde das Lundgrensche Verfahren in einem der Vorträge kritisiert. Dies löste außerhalb der offiziellen Veranstaltungen manche Diskussion aus. Der Anregung von Herrn Professor Mehmel folgend entschloß sich der Verfasser, schon seit längerer Zeit begonnene vergleichende Überlegungen durch Gegenüberstellung von Zahlenwerten zu einem vorläufigen Abschluß zu führen.

1. Einleitung

Man ist oft geneigt, gewisse Charakteristiken der mathematischen Beschreibung eines mechanischen Vorgangs oder Zustands als Eigenschaften des physikalischen Problems anzusehen, obwohl sie unter Umständen nur Folgen der Fragestellung oder des beschränkten für die praktische Anwendung verfügbaren (tabellierten oder katalogisierten) Funktionsvorrats sind: Die Begriffe „Randstörung“ und „Randglied“ ebenso wie die geläufigen Vorstellungen von ihrer Wirkungsweise sind nicht naturbedingt, sondern entspringen den Eigenarten des mathematischen Rüstzeugs, das Unstetigkeiten in Krümmung und Wandstärke nur schwerfällig erfaßt. Das Überhandnehmen der „Randstörungen“ und die Empfindlichkeit der Gleichungssysteme bei langen und unsymmetrischen und flachen Schalenformen deuten darauf hin, daß das „statische Hauptsystem“ der „mathematischen Auffassung“ der Zylinderschalen — der Membranzustand — nicht immer dem mechanischen Verhalten angemessen ist.

Eine andere Fragestellung führt zur Überprüfung der Begriffe. Die Möglichkeiten der von Lundgren [1] mit seiner „Balkenmethode“ für lange Schalen vorgeschlagenen „statischen Auffassung“ scheinen noch nicht ausgeschöpft und ihre Grundlagen noch nicht genügend gesichert. Sie denen der mathematischen Methode gegenüberzustellen und die Ergebnisse beider Berechnungsarten gegeneinander abzuwägen, wird in den folgenden Abschnitten versucht.

2. Zur „mathematischen“ Theorie der Kreiszyinderschalen

Ausgangspunkt bilden die am Schalenelement (Abb. 2) aufgestellten Gleichgewichts- und Verträglichkeitsbedingungen, aus denen im Verein mit dem Elastizitätsgesetz und gegebenenfalls nach zweckmäßigen vereinfachenden Annahmen eine partielle Differentialgleichung gewonnen wird, z. B. für die Radialverschiebung w oder das Quermoment M_φ oder für eine nach mathematischen Gesichtspunkten gewählte Funktion ψ [2], [3], [4], [5]. Die übrigen Schnitt- und Verformungsgrößen lassen sich durch Differentialquotienten dieser „Oberfunktionen“ darstellen. Zur Lösung der partiellen Differentialgleichung ist als Ansatz eine Reihenentwicklung nötig, die sie in eine gewöhnliche überführt. Die Wurzeln ihrer charakteristischen Gleichung werden von den Argumenten des Ansatzes und von den Vereinfachungen beeinflusst. Aus ökonomischen Gründen muß man sich bei der praktischen Anwendung auf ein, höchstens zwei Reihenglieder beschränken, weil für jedes die Rand- und Übergangsbedingungen auf ein neues acht- oder viergliedriges Gleichungssystem führen.

Die Aufmerksamkeit möge noch auf einen Punkt hingelenkt werden, der gelegentlich auch als Argument gegen das Lundgrensche Verfahren erhoben wird. Schon sehr früh ([2], S. 59, Abb. 14) wurde festgestellt, daß sich bei der Berechnung nach einer mathematischen Theorie oft ein Knick im Spannungsverlauf σ_x am Übergang vom Randträger zur Schale zeigt (Abb. 1).

In einem homogenen Kontinuum mit stetigem Elastizitätsgesetz müssen Verzerrungen stetig verlaufen. Die Spannungen sind mit ihnen nur durch den E-Modul und die Querdehnungsziffer verknüpft, folglich müssen auch sie stetig sein. Wir können uns die Gesamtverformung des Schalenschnitts zusammengesetzt denken aus der Durchbiegung des in Querrichtung unverformten Gesamtquerschnitts längs L — womit in der Projektion auf eine Vertikale ein linearer Verlauf der Dehnungen und bei konstantem E-Modul auch eine lineare Verteilung der Spannungen σ_x verbunden ist — und den zusätzlichen horizontalen und vertikalen Verschiebungen jedes einzelnen Querschnittspunktes, womit weitere, die Linearität ändernde σ_x -Anteile verbunden sind. Da die Schale ohne Klaffung und ohne Tangentialdrehung an das Randglied anschließen muß, kann sich die Krümmung der dem Randglied benachbarten Fasern sowohl in der Projektion auf eine horizontale wie auch auf eine vertikale Ebene infolge der zusätzlichen Querschnittsverformung nur stetig ändern, und damit muß auch der über die Höhe aufgetragene Verlauf der Schalenspannungen σ_x tangential an den des Randträgers anschließen.

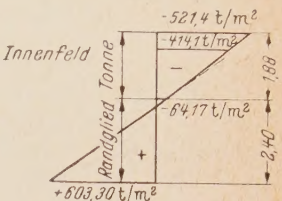


Abb. 1. Spannungsknick (nach [2], S. 59).

Der Knick ist daher eine Folge der unterschiedlichen Beschreibung der mechanischen Verhältnisse in Randträger und Schale; während man beim Randträger von der Navierschen Annahme ausgeht, berücksichtigt man für den Schalenteil des Querschnitts die Details des Gleichgewichts- und Verformungszustandes (vgl. auch hierzu: Girkmann, Flächentragwerke, 4. Aufl. S. 125).

3. Zur „statischen“ Auffassung der Zylinderschalen

Die Gleichgewichtsbedingungen für Kreiszyinderschalen ([3], S. 111) lauten (Abb. 2):

$$\begin{aligned} N'_x + N_{\varphi x} + a \cdot p_x &= 0, \\ N_{\varphi} + N'_{x\varphi} - Q_{\varphi} + a \cdot p_y &= 0, \\ Q_{\varphi} + [Q'_x] + N_{\varphi} + a \cdot p_z &= 0, \\ a \cdot Q_{\varphi} - M_{\varphi} - [M'_{x\varphi}] &= 0, \\ [a Q_x - M'_x - M_{\varphi x}] &= 0, \\ [a (N_{x\varphi} - N_{\varphi x}) + M_{\varphi x}] &= 0. \end{aligned} \quad (1)$$

Setzt man wie bei der Finsterwalderschen „unvollständigen“ Biegetheorie (Bezeichnung nach [4]) $N_{x\varphi} = N_{\varphi x}$

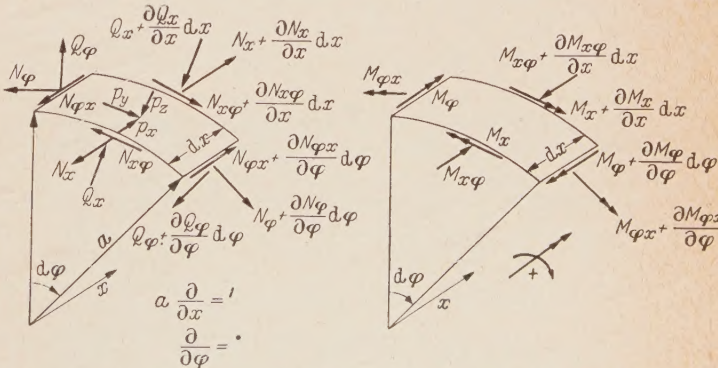


Abb. 2. Gleichgewicht am Schalenelement mit Zylinderkoordinaten.

und $M_x = Q_x = M_{x\varphi} = M_{\varphi x} = 0$, entfallen die eingeklammerten Glieder, und die verbleibenden vier Bedingungen führen zur Differentialgleichung

$$M''_{\varphi} + M'_{\varphi} = -a N''_x - a^2 (p'_x - p'_y + p'_z), \tag{2}$$

die bei gegebener Lastverteilung und bekanntem N''_x integrierbar ist. Sie zeigt, daß der Verlauf von M_{φ} und damit auch von N_{φ} , Q_{φ} und $N'_{x\varphi}$ über x — abgesehen von p_x und den in den Gleichgewichtsbedingungen vernachlässigten Schnittgrößen — mit dem der Belastung längs x übereinstimmt, wenn man das gleiche auch für N'_x voraussetzt. Sie hat aber den Mangel, daß alle übrigen Schnittgrößen — ähnlich wie bei der „mathematischen“ Auffassung — erst wieder durch „aufrauende“ Differentiationen aus M_{φ} hervorgehen.

Es läßt sich vermeiden und ebenso kann die Beschränkung auf Kreiszylinderschalen entfallen, wenn wir zu Kartesischen Koordinaten übergehen, auf der Schalenmittellinie die Ortskoordinate s einführen und die Kräfte in

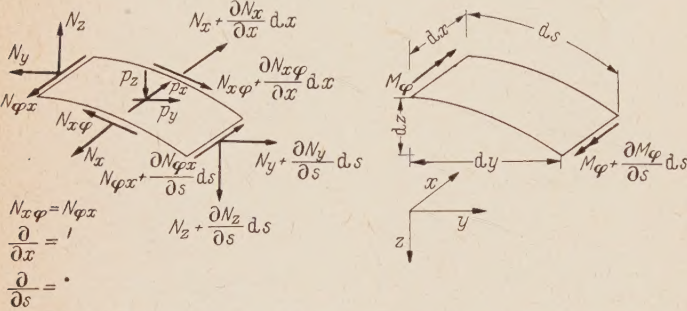


Abb. 3. Gleichgewicht am Schalenelement mit kartesischen Koordinaten ($M_x = M_{x\varphi} = Q_x = 0$).

Komponenten nach x , y und z zerlegen (Abb. 3). Die Gleichgewichtsbedingungen lauten dann:

$$\begin{aligned} \frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial N_{x\varphi}}{\partial s} + p_x &= 0, \\ \frac{\partial N_y}{\partial s} + \frac{\partial N_{y\varphi}}{\partial x} \cdot \frac{dy}{ds} + p_y &= 0, \\ \frac{\partial N_z}{\partial s} + \frac{\partial N_{z\varphi}}{\partial x} \cdot \frac{dz}{ds} + p_z &= 0, \\ N_z \frac{dy}{ds} - N_y \frac{dz}{ds} - \frac{\partial M_{\varphi}}{\partial s} &= 0. \end{aligned} \tag{3}$$

Bei gegebenem N''_x erhalten wir mit $\frac{\partial}{\partial x} =$

$$\begin{aligned} N'_{x\varphi} &= N'_{x\varphi}(s_1) - \int_{s_1}^s N''_x ds - \int_{s_1}^s p'_x ds, \\ N_y &= N_y(s_1) - \int_{s_1}^s N'_{x\varphi} dy - \int_{s_1}^s p_y ds, \\ N_z &= N_z(s_1) - \int_{s_1}^s N'_{x\varphi} dz - \int_{s_1}^s p_z ds, \\ M_{\varphi} &= M_{\varphi}(s_1) + \int_{s_1}^s N_z dy - \int_{s_1}^s N_y dz. \end{aligned} \tag{4}$$

Wir wollen nur Schalen betrachten, die ihre Lasten in x -Richtung zu den Bindern abtragen. An den Längs-



Abb. 4. Definition der Schalenabwicklung.

rändern jeder Einzelschale bzw. Schalenreihe (Abb. 4) ist $N_z = N_y = M_{\varphi} = N'_{x\varphi} = 0$. Daraus folgt als Beschreibung

des Gleichgewichts im großen, wenn a die Abwicklung der Mittellinie bezeichnet:

$$\begin{aligned} \int_0^a N''_x ds &= \int_0^a p'_x ds, \\ \int_0^a N'_{x\varphi} dy &= \int_0^a p_y ds, \\ \int_0^a N'_{x\varphi} dz &= \int_0^a p_z ds, \end{aligned} \tag{5}$$

Die Gl. (4) und (5) ermöglichen es, alle Schnittgrößen durch „glättende“ Integration zu gewinnen.

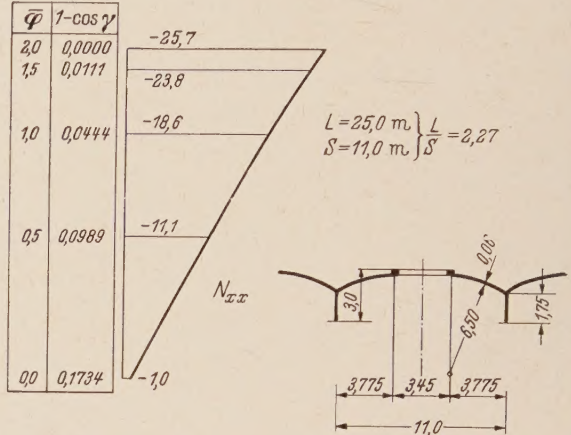


Abb. 5. Tonnenreihe mit Oberlicht (nach [6], S. 219).

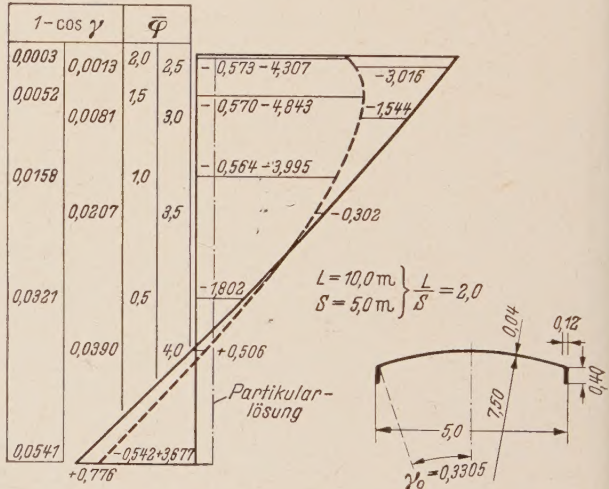


Abb. 6. Einzeltonne (nach [6] S. 229).

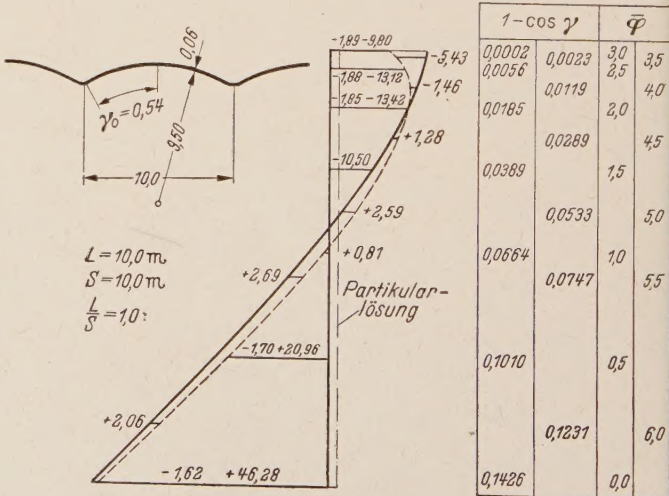


Abb. 7. Tonnenreihe ohne Randträger (nach [6], S. 253).

Setzen wir nun

$$= p_x \cdot f_1(s) \cdot F_1(x) + p_y \cdot f_2(s) \cdot F_2(x) + p_z \cdot f_3(s) \cdot F_3(x), \quad (6)$$

gt es nahe, N_x'' in ähnlicher Form anzuschreiben

$$N_x'' = g_1(s) \cdot F_1(x) + g_2(s) \cdot F_2(x) + g_3(s) \cdot F_3(x). \quad (7)$$

Damit verlaufen N_x und $N_{x\varphi}$ über x nach den vom einfachen Balken her bekannten Funktionen. Das Schalenproblem ist also sowohl in der Querrichtung durch die (4) und (5) wie auch in der Längsrichtung auf reine Stabstatik zurückgeführt.

Sind die $F(x)$ Konstante und $\bar{p}_x = 0$ wie bei der Mehrzahl der Lastfälle für Zylinderschalen, werden auch $N_{x\varphi}$, N_φ und Q_φ (bzw. N_y und N_z) und M_φ von x unabhängig. Die Momente M_x an den Bindern können in gleicher Weise wie bei den mathematischen Methoden geschätzt werden.

Lundgren schlägt nun vor, für lange Schalen Funktionen $g(s)$ unter der Annahme des Ebenbleibens des Gesamtschalenquerschnitts zu bestimmen, in Verbindung mit dem Hookeschen Gesetz bei homogenem Werkstoff auf die in der Stabstatik geläufige lineare Spannungsverteilung der N_x -Größen führt (Navier'sche Annahme für den Gesamtquerschnitt). Die Anwendung des Verfahrens setzt befriedigende Antworten auf drei Fragen voraus:

1. Sind bei langen Schalen wirklich die N_x -Größen linear verteilt?

möglich, auf rein mathematischem Wege die Berechtigung des linearen Ansatzes nachzuweisen. Einfacher ist es, bekannte Berechnungsergebnisse dafür heranzuziehen, die durch reichliche Zahlenangaben jedem Leser Kontrollen gestatten. Von den untersuchten Beispielen werden die allgemein zugänglichen, von Rüdiger-Urban [6] unter Berücksichtigung des ersten Reihengliedes beschriebenen herangezogen, die zudem eine gute Auswahl aus den möglichen Formen darstellen. Sie können nicht alle als lange Schalen bezeichnet werden, aber der Vergleich wird dadurch um so aufschlußreicher. Bis auf die Berichtigung weniger offensichtlicher Druckfehler in den Winkelfunktionen sind alle Zahlenangaben dem genannten Werk entnommen.

Nachdem klargestellt ist, daß ein Spannungsknick am Übergang vom Randträger zur Schale nicht auftritt, kann sich die Betrachtung auf den eigentlichen Schalenteil beschränken, weil im Randträger auch von den mathematischen Theorien lineare Spannungsverteilung vorausgesetzt wird.

Bei den symmetrischen Formen (Abb. 5, 6, 7) sind alle Punkte, für die Spannungsangaben vorliegen, mit $(1 - \cos \gamma)$ auf eine Lotrechte projiziert. Die Shedschale (Abb. 8) erfordert ein umständlicheres Verfahren: durch Projektion der Spannungen auf eine Horizontale ergeben sich die Nullpunkte, deren Verbindung Spannungsnulllinie im Sinn der Balkenbiegelehre ist; die Längskräfte können dann parallel dazu von dem errichteten Lot aus angetragen werden.

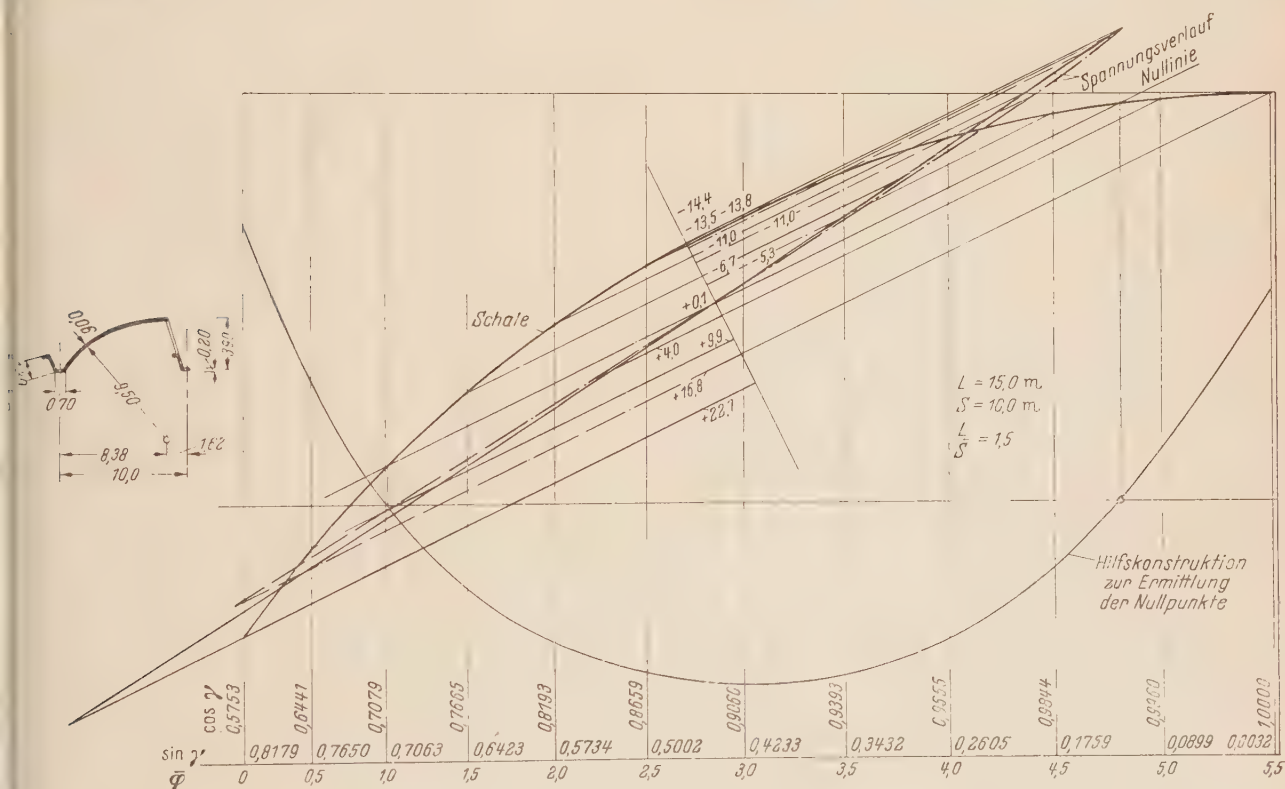


Abb. 8. Shedschale (nach [6], S. 260).

2. Welche Fehler sind zu erwarten und welche Sicherheit ist bei der Bemessung noch vorhanden, wenn die Annahme mit der Wirklichkeit nicht ganz übereinstimmt?

Deshalb wird in den beiden folgenden Abschnitten versucht, diese Punkte zu klären.

4. Lineare Verteilung der N_x -Größen

Weil die mathematischen Theorien Zylinderkoordinaten nutzen und die Lösungen eines Gleichungssystems mit 4 bzw. vier Unbekannten nicht übersichtlich in expliziter Form angeschrieben werden können, ist es leider kaum

Wenn auch die Darstellungen schon für sich sprechen, mögen noch einige ergänzende Bemerkungen gestattet sein.

In Abb. 6 und 7 sind die Spannungsanteile der Partikularlösung (nicht ganz identisch, aber von gleicher Größenordnung und gleichem Charakter wie die Membranlösung) und die der beiden Randstörungen teilweise zahlenmäßig getrennt angegeben. Es wird deutlich, daß das Gesamtergebnis überwiegend aus „Störungen“ besteht. Wenn man bedenkt, wie schwierig es in anderen Fällen ist, eine Gerade durch eine Entwicklung von der Form

$$a + b \cdot \cos \gamma = \sum e^{-\alpha_n} (A_n \cos \beta_n + B_n \sin \beta_n)$$

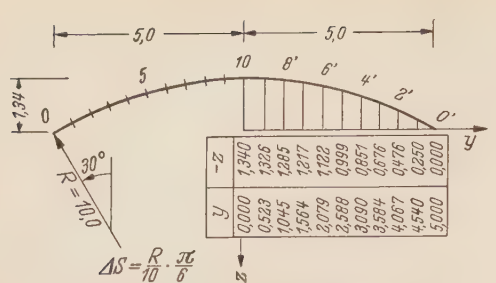


Abb. 9. Schalenquerschnitt zu den Spannungsansätzen 1 bis 4.

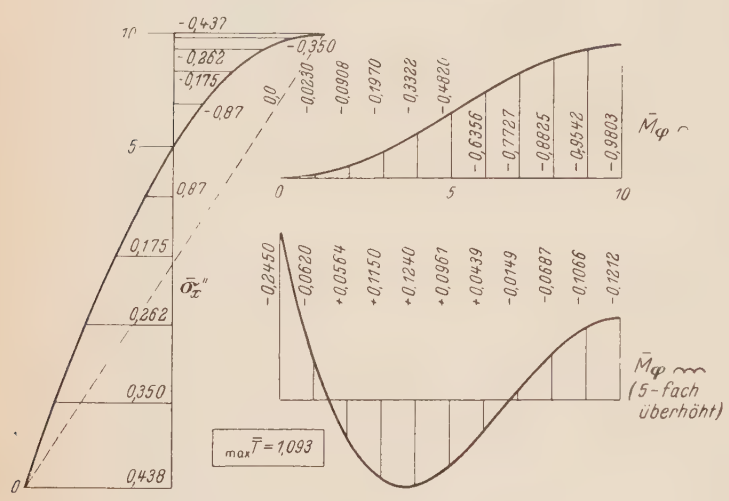


Abb. 10. Spannungsansatz mit Quermomenten.

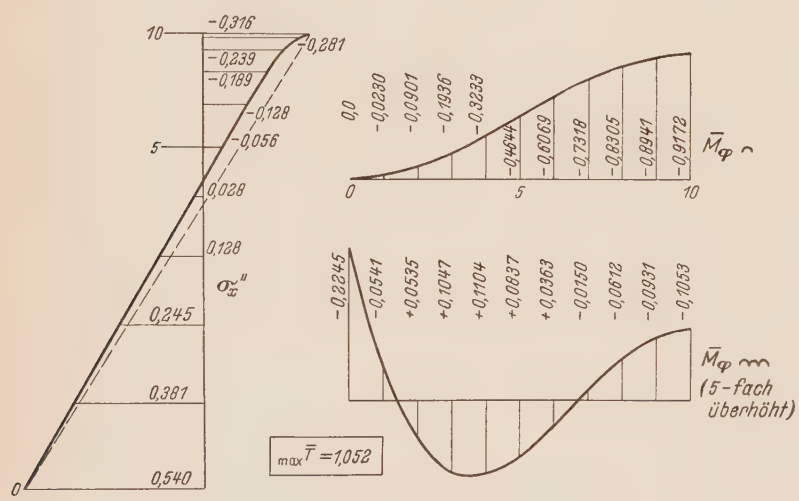


Abb. 11. Spannungsansatz 2 mit Quermomenten.

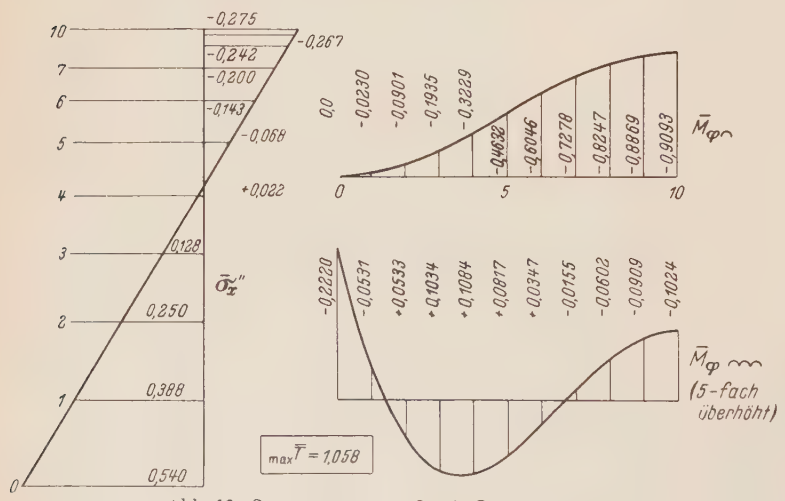


Abb. 12. Spannungsansatz 3 mit Quermomenten.

darzustellen, ist es recht erstaunlich, wie wenig — besonders in den Beispielen für lange Schalen — das Spannungsbild von der Geraden abweicht. Bei der schon fast als kennzeichnend zu bezeichnenden ist hinzuzufügen, daß die Berücksichtigung weiterer Reihenglieder die Abweichung vom geraden linearen Verlauf noch ein wenig verringert, weil — wegen des negativen Vorzeichens — das zweite Reihenglied schon die Spannungsspitze am Schalenrand abbaut.

Unter Einschuß der Abb. 1 können wir — ohne Detail zu gehen — als Ergebnis der Betrachtung buchen, daß bei langen Schalen die lineare Verteilung der Spannungen praktisch gegeben ist, bei mittellangen die Abweichung nicht sehr ins Gewicht fällt, während sie sich bei kürzeren deutlich abzeichnet.

5. Einfluß der N_x -Funktion auf die Schnittgrößen

Aus Gründen der Anschaulichkeit wird mit Hilfe der Gl. (4) und (5) die in Abb. 9 dargestellte Schale mit verschiedenen Spannungsansätzen durchgerechnet bei Einteilung der Halbwelle in zehn gleiche Abschnitte Δs für die Integrationen, gleichmäßig über die Mittelfläche verteilte Lastung vorausgesetzt. Weil der Ansatz für N_x zwei Parameter zur Erfüllung des Gleichgewichts in x - und y -Richtung enthalten mußte, sind die angeschriebenen Werte für $\bar{\sigma}_x$ nachträglich abgerundet. Die mit einem Querstrich

bezeichneten Größen sind Einheitswerte für die Lastung „1“ je Halbwelle (vgl. hierzu: [7], S. 40).

Die Abb. 10 bis 14 zeigen für fünf verschiedene über die Schalenhöhe aufgetragene Spannungssätze die Quermomente M_φ von Einzel- und Mittelschalen aus einer Schalenreihe. Die Ansätze nach Abb. 10 und 14 liegen schon außerhalb des durch die Beispiele des vorangehenden Abschnitts abgesteckten Rahmens; insbesondere ist wohl kaum ein Spannungsbild nach Abb. 9 zu erwarten. Erstaunlich ist, daß sich trotz dieses weiten Spielraumes der Wert $\max T = \max N_x$

der sowohl ein Maß für die Spannungen wie auch für den Bedarf an Längsbewehrung darstellt, kaum ändert. Er nimmt sogar leicht ab, weil die Resultierende der Schubänderung, die der Belastung das Gleichgewicht hält, in den steileren Bereich der Schalenwand wandert, sich bei gleichbleibender lotrechter Komponente aufrichtet und so selbst kleiner werden kann, also die Verminderung des inneren Hebelarms dadurch kompensiert. Es verringern sich also von Abb. 10 zu Abb. 14 nicht nur die Druckspannungen, sondern auch der Schubfluß und erforderliche Längsbewehrung, wobei die Schwankung der beiden zuletzt genannten Größen als vernachlässigbar klein bezeichnet werden darf.

Auch die Momentenbilder weisen in ihrem Charakter und der Lage der Nullpunkte eine erstaunliche Übereinstimmung auf. Die Änderung der Ordinaten ist naturgemäß wegen der kleinen Absolutbeträge bei Mittelschalen prozentual am größten, erreicht aber lange nicht die Größenordnung, durch die sich die Randspannungen unterscheiden. Hier macht sich über die Integration bemerkbar, so daß die Abweichungen an den Rändern kleiner sind als im Schalenscheitel. Wenn wir berücksichtigen, daß das Lundgrundsche Verfahren nur bei Spannweitenverhältnissen $L/S > 2$, u. U. noch bis herunter zu $L/S > 1$ angewandt werden soll, können wir neben Abb. 10 auch Abb. 14 — die beide nur die steigende Änderungstendenz von M_φ bestätigen sollen — aus unserer Betrachtung ausschalten und feststellen, daß im Rahmen der zu erwartenden Spannungsbilder die Abweichungen der Querschnittsgrößen

mente M_φ gegenüber den wirklichen Verhältnissen bei Einzelschalen $+1\%$ -7% betragen können, bei Mittelwerten im Tal $+1\%$ bis -9% , im $+2\%$ bis -12% und im Scheitel $+3\%$ bis -14% .

Die Ergebnisse lassen sich in der Aufzählung zusammenfassen, daß die Annahme linearer Spannungsverteilung bei langen Schalen zutreffende Werte auch für die übrigen Schnitte liefert, bei mittellangen auch die Verteilung der Quermomente noch richtig wiedergegeben wird und die Zahlenwerte auf der sicheren Seite liegen. Die Abweichungen bewegen sich aber im Rahmen der möglichen Schwankungswerte der Lastannahmen und erlauben wirtschaftliche und sichere Bemessung. Dies bestätigt noch einmal die Übereinstimmung der Ergebnisse des linearen Ansatzes nach Abb. 12 die von Abb. 13 ([4], Abb. 13) für die gleiche Schalenform (Abb. 9) mit 7 cm Stärke und 25,0 m Spannweite ($L/S = 2,5$) veröffentlichten Schnittgrößen gegenübergestellt. Leider hat er die Belastung nicht angegeben. Sie dürfte auf Grund der Gleichgewichtskontrollen bei 1,85 t/m Halbwelle liegen.

Die Einheitswerte $\bar{N}_\varphi$, $\bar{N}'_{x\varphi}$ und M_φ sind also damit zu multiplizieren, was bei der Darstellung schon berücksichtigt ist. Für $\bar{\sigma}_x$ ergibt sich der Vergleichsfaktor zu

$$\frac{L^2}{\pi^2} \cdot \frac{6}{\pi} \cdot \frac{10}{R} = 1,85 \cdot \frac{25,0^2}{\pi^2} \cdot \frac{6}{\pi} = 224.$$

Die Übereinstimmung ist praktisch vollkommen.

6. Anwendung der statischen Methode

Das Lundgrensche Verfahren, das vorwiegend auf numerische Integrationen abgestellt ist, erlaubt, beliebige Querschnitte langer Zylinderschalen zu berechnen, wobei Randträger, Quer- und Längsrippen, ja auch Auflasten in x -Richtung im Schaleninnern und ebenso gut Spannungsglieder sowohl bei symmetrischen wie auch bei unsymmetrischen [7] Formen und Belastungen im gleichen Rechen- und übersichtlichen Rechnungsgang berücksichtigt werden können. Sein besonderer Wert liegt in der Anwendbarkeit, die dem Ingenieur gestattet, die Zweckmäßigkeit einer Schalenform oder die Auswirkung einer Änderung vornehmlich zu übersehen und abzuschätzen.

Auch dafür zwei Beispiele: Betrachten wir ein Schalensegment von der Länge dx . Abb. 16 zeigt, wie Gleichgewicht zwischen der Belastung und den Komponenten der Schubflußänderung $N'_{x\varphi}$ besteht und daß zur Ermittlung der Quermomente nur ein Bogen unter vertikalen, horizontalen Lasten zu berechnen ist. Wenn wir vom Schalenrand ausgehen, sehen wir, daß die äußere Last auf Einzelschalen negative Quermomente erzeugt und die Schubflußänderung (in Abb. 17 jeweils nur durch ihre resultierende dargestellt) bei der in Abb. 16 und 17a gezeigten Form wegen ihres günstigen Hebelarms diese Momente teilweise wieder abbaut, ganz im Gegensatz zu Abb. 17b, wo die Schubflußänderung, im gleichen Sinne wie die Belastung wirkend, die Momente vergrößert. Dies ist — von den Quermomenten aus gesehen — z. B.

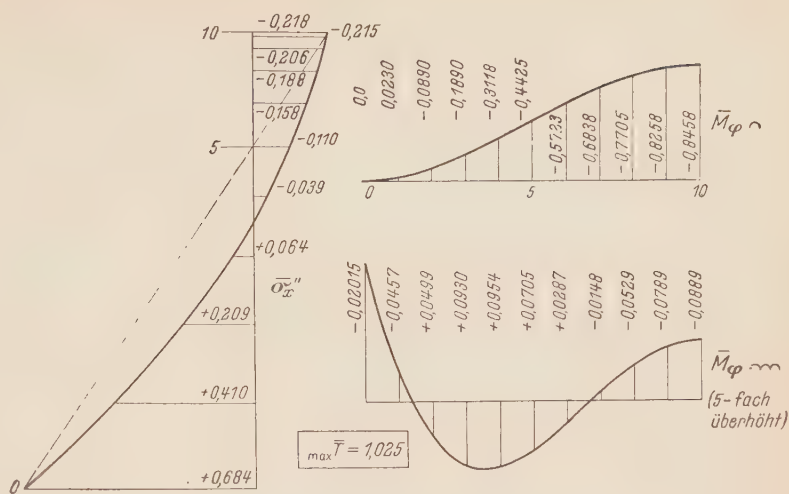


Abb. 13. Spannungsansatz 4 mit Quermomenten.

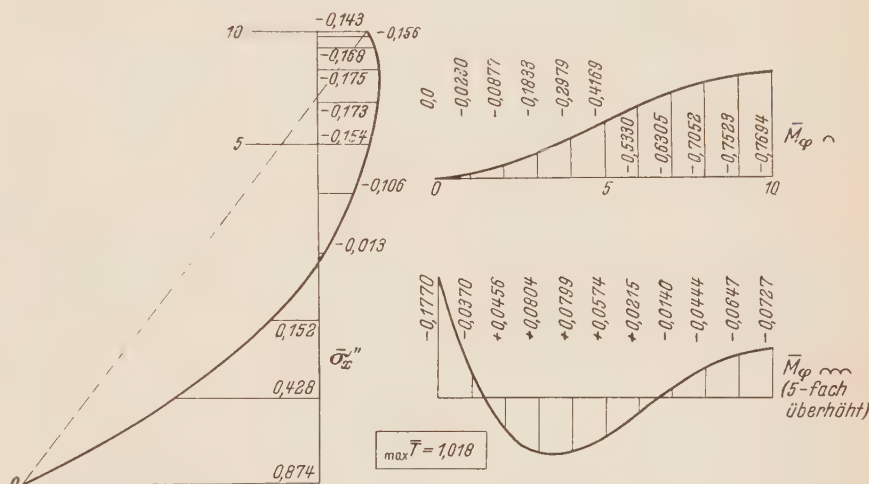


Abb. 14. Spannungsansatz 5 mit Quermomenten.

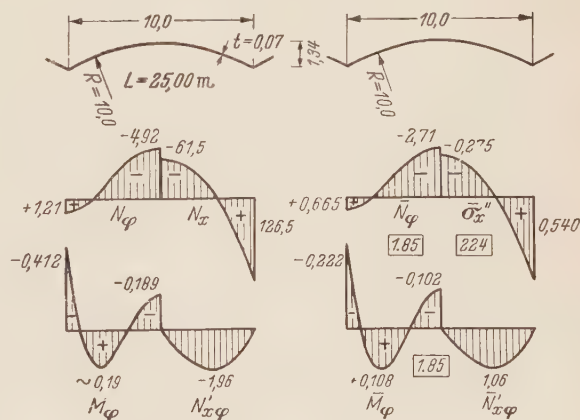


Abb. 15. Vergleich von Ergebnissen der mathematischen und statischen Methode. Links nach [4], Abb. 13; rechts nach Ansatz 3 (Abb. 12)

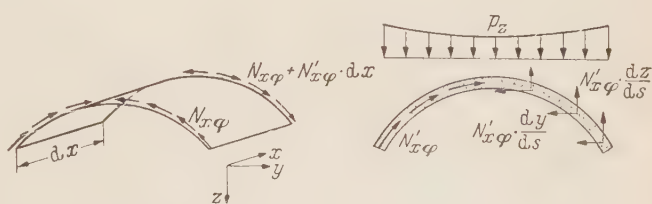


Abb. 16. Gleichgewicht am Schalenabschnitt.



Abb. 17. Querschnitte von Einzelschalen mit Schubflußresultierenden.

bei Bahnsteigdächern die V-Form (Abb. 17c) wesentlich günstiger als der Schmetterlingsquerschnitt (Abb. 17b); sie würde aber von der architektonisch ungewohnten umgekehrten Tonne (Abb. 17d) noch übertroffen.

Durch geeignete Wahl einer vom Kreis abweichenden Schalenform ist es möglich, die für lange Schalen neben der Beulsicherheit zur Festlegung der Stärke maßgebenden Quermomente auf ein Maß zu reduzieren, das bei den mathematischen Theorien zugänglichen Kreis-

zylinderschalen nur mit Hilfe von architektonisch und gewünschten Randträgern oder kurvenförmig verlegten Spanngliedern erreicht werden kann.

Lundgren hat so der Schalenbauweise nicht nur neue Formen zugänglich gemacht und die Berechnung erleichtert, sondern vor allem auch die Vorstellungen vom Tragverhalten dieser Bauglieder erneuert und befruchtet.

Literatur

1. Lundgren: Cylindrical Shells, Vol. I, S. 60—110, The Danish Technical Press, Copenhagen 1951.
2. Finsterwalder: Ing.-Arch. IV (1933) S. 43—65.
3. Flügge: Statik und Dynamik der Schalen, Berlin 1934.
4. Rabich: Bauplanung und Bautechnik 9 (1955) S. 115—125 u. 162—167.
5. Zerna: Ing.-Arch. XX (1952) S. 357.
6. Rüdiger-Urban: Kreiszyinderschalen, Leipzig 1955.
7. Kirchner: Bauingenieur 30 (1955) S. 405—407.

Verbessertes Iterationsverfahren für durchlaufende Balken

Von Dr.-Ing. Herm. Craemer, ord. Professor, Fischerhude ü. Bremen

DK 624.041 : 624.072.23

Übersicht: Die mittlere Unbekannte der Dreimomentengleichung wird ausgedrückt als Funktion der Belastung und der beiden anderen Unbekannten und durch gut konvergierende Iteration bestimmt, wobei, im Gegensatz zum Cross-Verfahren, etwaige Fehler selbsttätig beseitigt werden*.

Bisherige Verfahren

In den bisher üblichen, dem Verfasser bekannten Schrittverfahren zur Berechnung durchlaufender Balken und verwandter Systeme wird die Annäherung an die Beanspruchung des wirklichen Tragwerks dadurch erzielt, daß man von einem Zustand ausgeht, der entweder den Gleichgewichtsbedingungen oder den Bedingungen geometrischer Verträglichkeit widerspricht; das Gleichgewicht in einem und die Kontinuität im anderen Falle werden anschließend stufenweise hergestellt. Das Cross-Verfahren geht vom voll eingespannten Balken aus, nimmt also Festhaltungsmomente an, die die waagrechte Endtangente erzwingen, aber in Wirklichkeit nicht vorhanden sind, also in der weiteren Rechnung beseitigt werden müssen. Grinter dagegen nimmt zunächst Gelenke über den Stützen an und stellt darnach die Kontinuität schrittweise her. Da in beiden Fällen bei jedem Schritt das Gleichgewicht bzw. die Kontinuität an den Nachbarauftragern von neuem gestört werden, sind, mathematisch gesehen, unendlich viele Ausgleichsstufen notwendig.

Es ist aber durchaus möglich, von vornherein sowohl die statischen wie die geometrischen Bedingungen zu befriedigen, also von den Elastizitätsgleichungen auszugehen. Die Iteration ist dann in den mathematischen Teil der Untersuchung verlegt und besteht in der stufenweisen Auflösung dieser Gleichungen, was, wie wir sehen werden, mit sehr geringem Aufwand geschehen kann.

Es ist ferner wesentlich, daß bei Cross und Grinter das Endergebnis als Summe der bei jedem Einzelschritt entstehenden Momente oder Drehwinkel erscheint; jeder Rechenfehler beeinflusst also das Schlußergebnis. Dagegen erlaubt die richtig gehandhabte iterative Auflösung von Gleichungssystemen, wie sie hier gezeigt wird, die selbsttätige Ausschaltung von Fehlern, d. h. nur die letzte Stufe braucht richtig zu sein.

Umformung der Dreimomentengleichung für Iteration

Für die Momente über 3 aufeinanderfolgende Stützen r , s , t eines Durchlaufbalkens gilt bekanntlich, wenn keine

Stützensenkungen auftreten und die Trägheitsmomente feldweise konstant sind,

$$M_r \frac{l_{rs}}{I_{rs}} + 2 M_s \left(\frac{l_{rs}}{I_{rs}} + \frac{l_{st}}{I_{st}} \right) + M_t \frac{l_{st}}{I_{st}} + \frac{S_{sr} l_{rs}}{I_{sr}} + \frac{S_{st} l_{st}}{I_{st}} = 0$$

Hierin sind l_{rs} die Spannweiten zwischen den Stützen r und s , I_{rs} das zugehörige Trägheitsmoment, S_{sr} bzw. S_{st} die bekannten, an der Stütze s auftretenden $6/lf$ -fachen Auflagerdrücke bei gedachter Belastung des gelenkigen Hauptsystems mit der statisch bestimmten Momentenfläche in den Feldern rs bzw. st .

Führt man nun die „Biegsamkeitszahlen“

$$b_{rs} = \frac{l_{rs} I_0}{I_{rs}} \quad \text{usw.}$$

ein, worin I_0 ein beliebiges Vergleichsträgheitsmoment darstellt, so wird

$$b_{rs} M_r + 2(b_{rs} + b_{st}) M_s + b_{st} M_t + b_{rs} S_{sr} + b_{st} S_{st} = 0$$

Mit den „Beitragszahlen“

$$c_{sr} = \frac{b_{rs}}{2(b_{rs} + b_{st})}, \quad c_{st} = \frac{b_{st}}{2(b_{rs} + b_{st})}$$

und dem Lastglied

$$L_s = c_{sr} S_{sr} + c_{st} S_{st}$$

wird dann

$$M_s = -L_s - c_{sr} M_r - c_{st} M_t$$

Dies ist die für die Iteration umgeformte Dreimomentengleichung. Die Beiwerte c sind stets kleiner als 0,5 und Durchschnitt der möglichen Fälle gleich 0,25, wodurch Konvergenz des Verfahrens sehr beschleunigt wird. An den Trägern sind die Momente, falls keine Einspannung besteht, null oder gleich der von einem etwaigen Kragarm ausgeübten Wirkung.

Beispiel und Gesichtspunkte für die Iteration

Zur Erläuterung des Verfahrens betrachten wir vorerst ein sehr einfaches Beispiel, das mit den zur Verfügung stehenden Tabellenwerken leicht nachgeprüft werden kann. Der Balken habe die eingeschriebenen Gleichlasten und in allen Feldern gleiche Trägheitsmomente. Setzt man c gleich I_0 , so ist also in allen Feldern $b = 10$. Nach (3) dann beiderseits jeder Stütze $c = 0,25$. Es ist ferner

$$S_{21} = S_{34} = S_{43} = 2,0 \cdot 10,0^2/4 = 50,0,$$

$$S_{23} = S_{32} = S_{45} = S_{54} = 1,0 \cdot 10,0^2/4 = 25,0, \text{ ähnlich}$$

$$S_{56} = 75,0, \text{ also } L_2 = 0,25 \cdot 50,0 + 0,25 \cdot 25,0 = 18,75,$$

$$L_3 = 0,25(25,0 + 50,0) = 18,75, \quad L_4 = 18,75, \quad L_5 = 0,25(25,0 + 75,0) = 25,0.$$

* Vorliegende Arbeit wurde während meines Aufenthalts im Orient geschrieben. Inzwischen wurde mir bekannt, daß bereits Herr Prof. E. Melan, Wien, sich mit dem gleichen Problem beschäftigt hat.
H.C.

Die Dreimomentengleichungen (5) lauten demnach

$$\begin{aligned} M_2 &= -18,75 - 0,25 M_3, \\ M_3 &= -18,75 - 0,25 M_2 - 0,25 M_4, \\ M_4 &= -18,75 - 0,25 M_3 - 0,25 M_5, \\ M_5 &= -25,0 - 0,25 M_4. \end{aligned} \quad (6)$$

Setzt man in erster Näherung $M_{31} = M_{41} = -18,75$, $M_{51} = -25,0$, so erhält man durch Einsetzen zunächst $M_{21} = -18,75 - 0,25 (-18,75) = -14,05$. Setzt man dies

$p=2,0$	$p=1,0$	$p=2,0$	$p=1,0$	$p=3,0$
$\frac{\Delta}{1}$	$\frac{\Delta}{2}$	$\frac{\Delta}{3}$	$\frac{\Delta}{4}$	$\frac{\Delta}{5}$
10,0	10,0	10,0	10,0	10,0

Abb. 1.

in M_{41} in (6) ein, so folgt $M_{32} = -18,75 - 0,25 (-14,05 - 18,75) = -10,55$ und ebenso $M_{42} = -18,75 - 0,25 (-10,55 - 25,0) = -9,85$.

Es wäre praktisch durchaus falsch, wenn man, wie es in manchen Darstellungen der Gleichungslösung und auch in mathematischen Lehrbüchern geschieht, hier $M_{42} = -18,75 - 0,25 (-18,75 - 25,0) = -7,8$ rechnen, also den zwischen gewonnenen verbesserten Wert $M_{32} = -10,55$ nicht verwerten würde. Es muß vielmehr Grundsatz sein, den gewonnenen Näherungswert in der weiteren Berechnung auch sofort heranzuziehen. Man erhält so iterativ $M_{52} = -25,0 - 0,25 (-9,85) = -22,5$. Als dann wird die ganze Rechnung, mit M_2 beginnend, wiederholt, so $M_{22} = -18,75 - 0,25 (-10,55) = -16,1$ usw.

Es liegt nun auf der Hand, wird aber ebenfalls weithin nicht beachtet, daß man bei den ersten Schritten, da diese ohnehin nur mehr oder weniger grobe Näherungen sind, die Rechenschieber ruhig beiseite legen und im Kopf rechnen kann und soll. Hierin liegt ein wesentlicher Vorteil gegenüber dem Cross-Verfahren, wo aus den oben angegebenen Gründen jeder Schritt ausreichend genau sein muß.

Man führe ferner die ganze Rechnung tabellarisch durch, die alsdann wie folgt aussieht:

<u>2</u>	<u>3</u>	<u>4</u>	<u>5</u>
	-19	-19	-25
-14	-11	-10	-22
-16	-12	-10,2	-22,5
-15,75	-12,25	-10,05	-22,50
-15,70			

Die unterstrichenen Werte sind die endgültigen für M_2 und M_5 .

Es steht sogar nichts im Wege, Fehler zu machen, da diese automatisch beseitigt werden. Rechnet man z. B. in der zweiten Zeile obiger Tafel -20 statt -10, so verläuft die weitere Rechnung wie folgt:

<u>2</u>	<u>3</u>	<u>4</u>	<u>5</u>
		-20?	-20
-16	-10	-11	-22
-16	-12	-10,2	-22,5
-15,75	-12,25	-10,05	-22,50
-15,70			

„Selbstheilung“ des Verfahrens ist also sehr gut.

Endeinspannung: zweites Beispiel

Ist der Balken am Ende eingespannt, so fügt man in bekannter Weise ein gedachtes Endfeld mit $I = \infty$, also $EI = 0$ an. Wir zeigen dies an dem System mit Belastung und Trägheitsmomenten nach Abb. 2, wo nunmehr die ganze Rechnung tabellarisch unter der Trägerskizze durchgeführt ist. Das Lastglied für die Einzellast ist nach Mohr

$$S_{23} = \frac{6}{10} \cdot \frac{5,0 \cdot 3,0 \cdot 7,0}{10,0} \cdot \frac{10,0}{2} \cdot \frac{10,0 + 7,0}{3 \cdot 10,0} = 17,85$$

Man kann auch mit Hilfe von Tafeln berechnet werden; ähnlich findet man $S_{32} = 13,65$.

Die Beitragszahlen c , soweit sie für die Iteration benötigt werden, sind unterstrichen. Man beachte die Kontrolle, daß ihre Summe links und rechts einer Stütze -0,5 betragen muß.

	1	2	3	4
I/I_0	1	1	1	0,2
b	0	10	10	25
$2EIb$		20	40	70
$-c$		-0,5	-0,25 -0,25	-0,143 -0,357
S		75,0	75,0 77,85	13,65 6,25
$-cS$		-37,50	-18,75 -4,46	-1,95 -2,24
$-L$		-37,50	-23,21	-4,19
M		-20	-16	-2
		-30	-15	-2
		-30,0	-15,2	-2,0

Abb. 2.

Berücksichtigung verschiedener Lastfälle

Sind für das gleiche Tragwerk mehrere Lastfälle zu berechnen, so empfiehlt es sich zunächst in jedem Felde $p_1 = 1$, $p_2 = 1$ usw. oder an jeder Stütze der Reihe nach $L_1 = 1$, $L_2 = 1$ usw. anzunehmen und die Momente aus diesen Einheitsbelastungen zu ermitteln. Für das System der Abb. 2 erhält man mit den bereits bekannten c -Werten für z. B. $L_2 = 1$ das folgende:

	<u>1</u>	<u>2</u>	<u>3</u>
L	<u>0</u>	<u>1</u>	<u>0</u>
M	-0,5	+1,1	-0,2
	-0,55	+1,19	-0,17
	-0,60	+1,19	-0,17

Ebenso findet man für $L_1 = 1$: $M_1 = +1,15$, $M_2 = -0,30$, $M_3 = +0,04$

für $L_3 = 1$: $M_1 = +0,15$, $M_2 = -0,30$, $M_3 = +1,04$.

Für die Belastungen nach Abb. 2 erhält man dann z. B. $M_2 = -0,30 (-37,50) + 1,19 (-23,21) - 0,30 (-4,19) = -15,2$, wie oben ermittelt.

Einflußlinien

Einflußlinien kann man dadurch bestimmen, daß man die Lastglieder L als Funktion der Stellung einer Einzellast $P = 1$ ausdrückt und sich im übrigen des eben dargestellten Verfahrens bedient. Eine andere Art, die Einflußlinien für die Stützenmomente zu ermitteln, besteht nach Maxwell darin, daß man an der betreffenden Stelle ein Gelenk einschaltet und in diesem ein Moment $M = 1$ als äußere Kraft anbringt. Die Einflußordinaten sind dann bekanntlich die Durchbiegungen infolge dieser Belastung, geteilt durch die gegenseitige Verdrehung der Querschnitte zu beiden Seiten des Gelenks. Bei der Ermittlung des Momentenverlaufs infolge $M = 1$ verschwinden die Lastglieder L_s in (5). Da durch das Gelenk die Kontinuität unterbrochen ist, ist jedes der beiden Teilsysteme rechts und links desselben gesondert zu untersuchen. Wir zeigen dies an dem Balken Abb. 3 für M_3 :

	1	2	3	4	5	6
I/I_0	1	1	1	1	1	0,5
b	10	10	10	10	10	16
$2EIb$		36	36	40	52	
c		-0,278 -0,222	-0,222 -0,278	-0,25 -0,25	-0,192 -0,308	
		-0,222	+10			
			+10			
				-0,25	+0,05	
				-0,26	+0,050	
				-0,263	+0,0505	

Abb. 3.

Die weitere Untersuchung ist wie üblich.

Stützensenkungen

Bestehen Senkungen w_r, w_s, w_t der Stützen r, s, t , so gilt bekanntlich

$$\frac{M_r l_{rs}}{I_{rs}} + 2 M_s \left(\frac{l_{rs}}{I_{rs}} + \frac{l_{st}}{I_{st}} \right) + \frac{M_t l_{st}}{I_{st}} + 6 E (-\psi_{rs} + \psi_{st}) = 0,$$

worin

$$\psi_{rs} = \frac{w_s - w_r}{l_{rs}}, \quad \psi_{st} = \frac{w_t - w_s}{l_{st}} \quad (7)$$

die Stabdrehwinkel bedeuten. Zieht man (2) heran und setzt

$$W_s = \frac{6 E I_0 (-\psi_{rs} + \psi_{st})}{2 (b_{rs} + b_{st})}, \quad (8)$$

so folgt

$$M_s = -W_s - c_{sr} M_r - c_{st} M_t. \quad (9)$$

W_s vertritt also hier die Stelle des Lastgliedes L_s in (5).

Wir zeigen die Handhabung für den Fall, daß in Abb. die Stütze „3“ sich um 0,01 m senkt; $6 E I_0$ sei zu $0,36 \cdot 10^6 \text{ tm}^2$ angenommen.

Mit den bereits ermittelten Beitragszahlen c verläßt dann die Rechnung wie folgt:

	2	3	4	5
w	0	0,01	0	0
Δw		+0,01	-0,01	0
1000 ψ		+0,833	-1,00	0
1000 $\Delta \psi$	+ 0,833	- 1,833	+ 1,000	0
$W \cdot 2 \Sigma b$	+300,0	-660,0	+360,0	
$-W$	- 8,33	+ 18,33	- 9,00	0
M	-12	+24	-15	-3
	-13	+26	-15	
	-14,1	+25,6	-14,7	-2,8
	-14,0	+25,5	-14,7	

Die Kanalisierung des Manzanares in Madrid

Von o. Prof. Dr.-Ing. F. Hartung, München

DK 626.1 : 627.4 (282.246)

1. Vorgeschichte

Ein typisches Beispiel für den gar nicht so seltenen Fall einer Stadt, die zu dem Fluß, an dem sie liegt, keine rechte Beziehung finden konnte, war Madrid. Allerdings ist der dazugehörige Fluß, der Manzanares, auch kein irgendwie bemerkenswerter Fluß. Seine Bedeutung für die Stadt drohte rein negativ zu werden.

Der Manzanares fließt am westlichen und südlichen Rande der Stadt (Abb. 1), die sich ziemlich steil über sei-

nehmender Bevölkerung und Bebauung wurde der Fluß deshalb praktisch zu einem Abwassergerinne. Da die Wassermenge im Sommer auf Null zurückgeht, während die Winterhochwässer 400 bis 500 m³/s erreichen, war der Manzanaresfluß schließlich nur noch ein lästiger Gast im Stadtgebiet. Er war schwierig zu behandeln oder gar es zu gliedern, weil er sich im Sommer als ein übelriechendes Rinnsal und im Winter als ein gefährlicher, reißender Fluß darstellte.

Schon im 16. Jahrhundert wurden Pläne erwogen, den Manzanares irgendwie nutzbar werden zu lassen. Darauf dachte man in erster Linie an Schiffbarmachung. Erhebliche Studien wurden ab 1903 betrieben, und zwar hauptsächlich zum Zwecke seiner Einpassung in die sich rasch ausdehnende Hauptstadt. Aus den großzügigen Plänen wurde jedoch nur eine Korrektur, verbunden mit Auffüllung der Uferflächen, die in den Jahren 1914 bis 1919 zur Ausführung kam. Diese Korrektur erwies sich zweckmäßig hinsichtlich der leicht gekrümmten Linienführung und der Form des gewählten Abflußprofils, richtiger Unterteilung für NW und HW, aber als unzureichend hinsichtlich der konstruktiven Ausbildung und der zur Verfügung stehenden Geldmittel. Das aus Beton hergestellte Uferdeckwerk der NW-Rinne und die ebenfalls betonierten Querverbindungen zum Ufer des HW-Profiles



Abb. 1. Übersichtsplan.



Abb. 2. Verfallener Zustand der alten Korrektur.

nem linken Ufer erhebt. Insbesondere wird das Manzanarotal von der Universitätsstadt und weiter unterhalb vom königlichen Schloß überragt. Natürlicherweise werden in einem Fluß in dieser Lage erhebliche Abwassermengen aus der Stadt zugemutet. Sie tragen die deutliche Bezeichnung „aguas negras“, also „schwarze Wasser“. Mit zu-

waren einerseits nicht tief genug eingebettet und andererseits, entsprechend den damaligen Anschauungen vom Flußbau, viel zu starre Konstruktionen. Die Betonbauwerke brachen ein bzw. wurden unterspült, und das Resultat war eine restlose Verwilderung (Abb. 2), besonders an den Stellen, wo künstliche Inseln vorgesehen waren.

Der Zustand wurde so unhaltbar, daß sofort nach Be-
endigung des Bürgerkrieges, im Juli 1939, ein Entwurf
aufgestellt wurde, der wieder an die alten Studien von
1903 anknüpfte und eine Kanalisierung vorsah. Der
wesentliche und sehr fruchtbare Gedanke dieses Projektes
war die Verbindung der wasserbaulichen Maßnahmen mit
einem weitschauenden und modernen städtischen Sanie-
rungs- und Bebauungsprojekt. Im Flußtal hatten sich im
Stadtgebiet Slums und Behausungen asozialer Elemente
ausgebildet, die gerade an dieser eigentlich sehr repräsen-
tativen Stelle des Stadtgebietes ebenso untragbar waren
wie das unwürdige Bild des Flusses überhaupt und die von
ihm geschaffenen Ödflächen. Es wurde eine besondere
Kommission gegründet, die die wasserbaulichen und städte-
baulichen Aufgaben koordinierte.

2. Die Ausführung

Inzwischen ist ein Teil der Arbeiten zur Ausführung
gekommen. Drei von den fünf geplanten Staustufen sind

fertiggestellt und ebenso stehen 5 km beiderseitiger Ufer-
mauern von insgesamt 7 km. Mit der Enteignung und dem
Abbruch der Slums ist begonnen worden und die ersten
der neuen Wohnbauten — fünf bis zehn Stockwerke hohe,
moderne Miethäuser — werden bezogen. Das bisher
Durchgeführte läßt die Richtigkeit der Planung schon er-
kennen. Gleichzeitig werden Grünflächen geschaffen. Etwa
56 % der neuerschlossenen Siedlungsfläche an beiden Ufern
werden Grünflächen sein (Abb. 3). Die kanalisierte Fluß-
strecke selbst soll nur für Sport- und Vergnügsboote be-
nutzbar sein. Zu diesem Zweck erhalten die Staustufen
kleine Schleusen, und an geeigneten Plätzen der Fluß-
strecke werden Anlagestellen vorgesehen. Zu beiden Seiten
des Flusses wird ein breiter, mit Bäumen geschmückter
Boulevard ausgebaut (Abb. 4). Außerdem wird auch noch
eine Fernverkehrsstraße am rechten Ufer entlanggeführt,
die es dem Kraftverkehr zwischen dem Süden und dem
Norden Spaniens ermöglicht, die Hauptstadt selbst zu um-
gehen und auch die aus der Stadt radial herausführenden



Abb. 3. Lageplan der kanalisierten Strecke.



Abb. 4. Neuer Zustand nach der Kanalisierung.

Ausfallstraßen kreuzungsfrei zu unterfahren. Diese Aus-
fallstraßen überschreiten den Fluß auf städtebaulich schön-
en, massiven Brücken, deren nach der Kanalisierung nicht
mehr benutzte Seitenöffnungen die Umgehungsstraße
zwanglos unterführen lassen. Da diese Brücken zum Teil
schon aus alter Zeit stammen, werden sie möglichst nicht
angetastet, sondern harmonisch in die Planung einbezogen.

Das lichte Durchflußprofil zwischen den Ufermauern
wurde auf 40 m festgelegt (Abb. 5). Das Sohlgefälle der
kanalisierten Strecke beträgt rd. 2 m auf 1 km. Die Stau-
stufen haben einen Abstand von etwa 1 km. Bei NW im
Sommer bleiben die Wehre geschlossen, so daß vor ihnen
2,80 m Wassertiefe verbleibt. Dann ist die Mindesttiefe
unmittelbar unterhalb der Staustufen etwa 0,8 m. Der

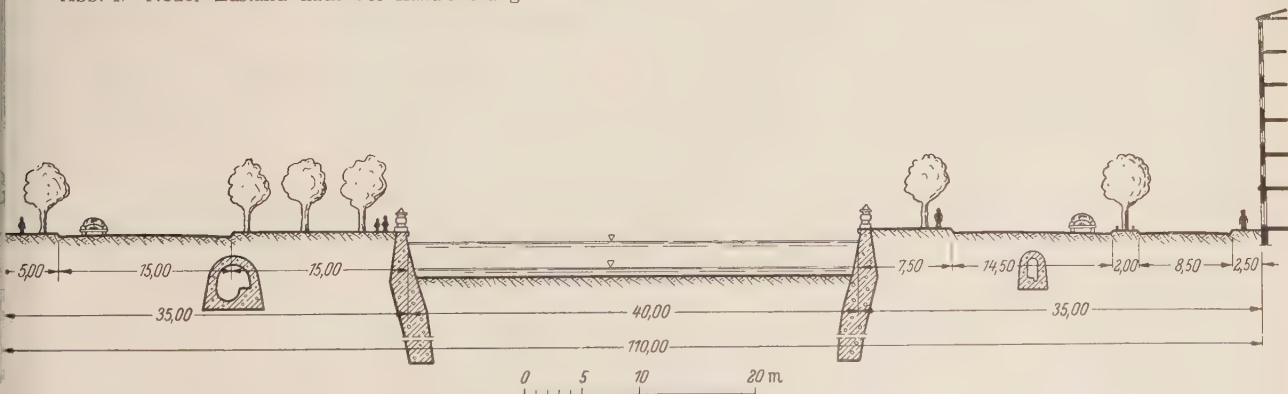


Abb. 5. Querschnitt der kanalisierten Strecke.

Wasserspiegel beim Abfluß eines HW im Winter von ca. $440 \text{ m}^3/\text{s}$ soll gleichmäßig etwa 3,0 m über der Sohle liegen. Das entspricht bei einem Rauheitswert nach Bazin von $\gamma = 1,10$ einer Wassergeschwindigkeit von $3,75 \text{ m/s}$ (mit $k_{\text{chezy}} = 52$). Im Katastrophenfall kann der Wasserspiegel 4,0 m über Sohle erreichen, wobei sich dann als KHW-Kapazität etwa $700 \text{ m}^3/\text{s}$ mit einer Geschwindigkeit von $4,4 \text{ m/s}$ ergeben würde.

Die hohen Wassergeschwindigkeiten bedingten Sicherung der Ufer durch Ufermauern, die sich außerdem dem städtebaulichen Charakter auch besser einfügen als eine geneigte Uferneigung (Abb. 4 u. 5). Diese Ufermauer ist durchgehend eine massive Stützmauer mit leicht abgewinkeltem Querschnitt, die als reine Gewichtsstützmauer wirkt (Abb. 5 u. 6). Sie ist aus Beton mit 200 kg/m^3 Zement-

Durchfluß zu verschließen und die oberwasserseitig Becken ganz zu verfüllen und zu bepflanzen. Dann wird man die Becken unterhalb der Brücke evtl. nach Erhöhung der Trennmauern als Hafenbecken erhalten können.

Der Manzanares ist auch jetzt noch stark verunreinigt. Im Bereich der Kanalisierungsstrecke werden gleichzeitig zu beiden Seiten Abwassersammler, zusammen mit allen anderen unterirdischen Versorgungsleitungen, für die neuen Stadtteile eingebaut. Die Verunreinigung kommt aber nicht nur wie vor aus der Strecke im Stadtbereich oberhalb der Kanalisierung und ist zur Zeit noch als nicht erträglich zu bezeichnen. Zur weiteren Verbesserung wird die Abfangung der Abwässer nach stromauf fortgesetzt werden. Unbedingt notwendig ist vor allem eine fühlbare Anreicherung der NW aus Speichern. Sie findet zur Zeit im gerin-



Abb. 6. Neue Ufermauern vor der Hinterfüllung. Ablagerungen im alten Flußbett.



Abb. 7. Sommerliche Verkräutung in der Kanalisierung.

genhalt hergestellt und erhielt im sichtbaren Bereich eine Granitverkleidung. Die Mauern sind in 6 bis 8 m Tiefe unter Flußsohle auf Tonschiefer gegründet. Sie wurden abschnittsweise zwischen Stahlspundwänden hergestellt, die die überliegende Sand- und Kiesschicht durchfuhren. Die Sohle des neuen Gerinnes bleibt jedoch unbefestigt.

Ob die Gestaltung und Bemessung des neuen Flußbettes richtig war, muß sich natürlich noch erweisen. Sie wurde derart gewählt, daß die Schleppkraft während des Winterabflusses in der kanalisierten Flußstrecke etwas geringer ist als im unveränderten Flußabschnitt oberhalb. Dadurch bleibt man auf der sicheren Seite und vermeidet auf alle Fälle die Gefahr einer Eintiefung, die das Ganze gefährden würde. Sollte es infolgedessen zu Ablagerungen kommen, so werden sich diese auf die oberste Stauhaltung beschränken, aus der das liegengebliebene Material in den notwendigen Zeitabständen während der Sommerzeit leicht herausgenommen werden kann. Während hier wohl kaum ernsthafte Schwierigkeiten zu erwarten sind, scheint es so, als ob die NW-Zeit im Sommer ein Problem mit sich bringt. In dieser Zeit liegt die Wasserführung zwischen Null und $10 \text{ m}^3/\text{s}$. Dann ist die Wassertiefe vor den Wehren 2,8 bis 3,05 m, an den oberen Enden der Haltungen aber nur 0,8 bis 1,05 m. Die Geschwindigkeit in den Stauhaltungen beträgt nur zwischen 0 und $0,25 \text{ m/s}$ als GrößtWert. Es ist deshalb zu befürchten, daß unter dem Einfluß der starken Sonnenstrahlung und der hohen Temperaturen bei so geringen Wassertiefen und vor allem Geschwindigkeiten eine starke Verkräutung der Haltungen eintritt. Tatsächlich ist sie an einigen Stellen schon zu beobachten (Abb. 7).

Besondere Rücksichtnahme erforderten die Brücken, auf die schon bei der Festlegung der Höhenlage der Stauspiegel geachtet werden mußte, damit genügend Lichtraum zur Durchfahrt verbleibt und auch ein harmonisches Bild erhalten wird. Bei der Ponte de Segovia ging man so weit, die an beiden Seiten jeweils überzähligen drei Öffnungen durch hafenartige Becken zu umgeben und dadurch die Brücke in voller Breite im Wasser zu belassen (Abb. 3). Diese seitlichen Becken sind aber schon jetzt weitgehend verlandet und zugewachsen. Es wird wohl kaum eine andere Lösung bleiben, als die Brückenöffnungen gegen

gen Umfange statt, soll aber in Zukunft auf $1,0 \text{ m}^3/\text{s}$ Mindestwassermenge erhöht werden. Andernfalls besteht die Gefahr, daß das verunreinigte Wasser wochenlang in den Haltungen verbleibt und dadurch der Zweck der Maßnahme, eine Wasserfläche zur Erholung und Landschaftsgestaltung zu schaffen, vereitelt wird. Bei einem Mindestzufluß von $1,0 \text{ m}^3/\text{s}$ würde das Wasser etwa nur einen Tag in einer Haltung bleiben.

Die fünf Kanalisierungswehre sind in vollkommener gleicher Ausführung vorgesehen. Drei davon sind schon unter Stau. Die ursprünglich von Prof. Antonio del'Agua und dem Verfasser, damals Projektingenieur der MAN, vorgeschlagene Lösung mit einseitig angetriebenen Klappwehren ohne Mittelpfeiler konnte nicht zur Ausführung kommen, weil man mit der deutschen Industrie in Spanien zur Zeit der Entwurfsfestlegung 1944/46 nicht rechnen konnte. Man hätte dann die Kahnschleuse am Ufer lassen können, wie es wohl zweckmäßiger gewesen wäre. Der seinerzeitige Entwurf ging auf ein möglichst unauffälliges Aussehen hinaus. Zur Ausführung kam eine du-



Abb. 8. Ansicht eines der neuen Wehre.

aus bemerkenswerte, symmetrische Anordnung mit zwei Segmentverschlüssen, je $16,5 \text{ m}$ weit und $2,8 \text{ m}$ hoch (Abb. 8 u. 9). Diese Verschlüsse sind torsionsfest ausgelegt und daher ebenfalls einseitig angetrieben. Ein Absenken der Oberkante ist jedoch nicht möglich. Bis zu ei-

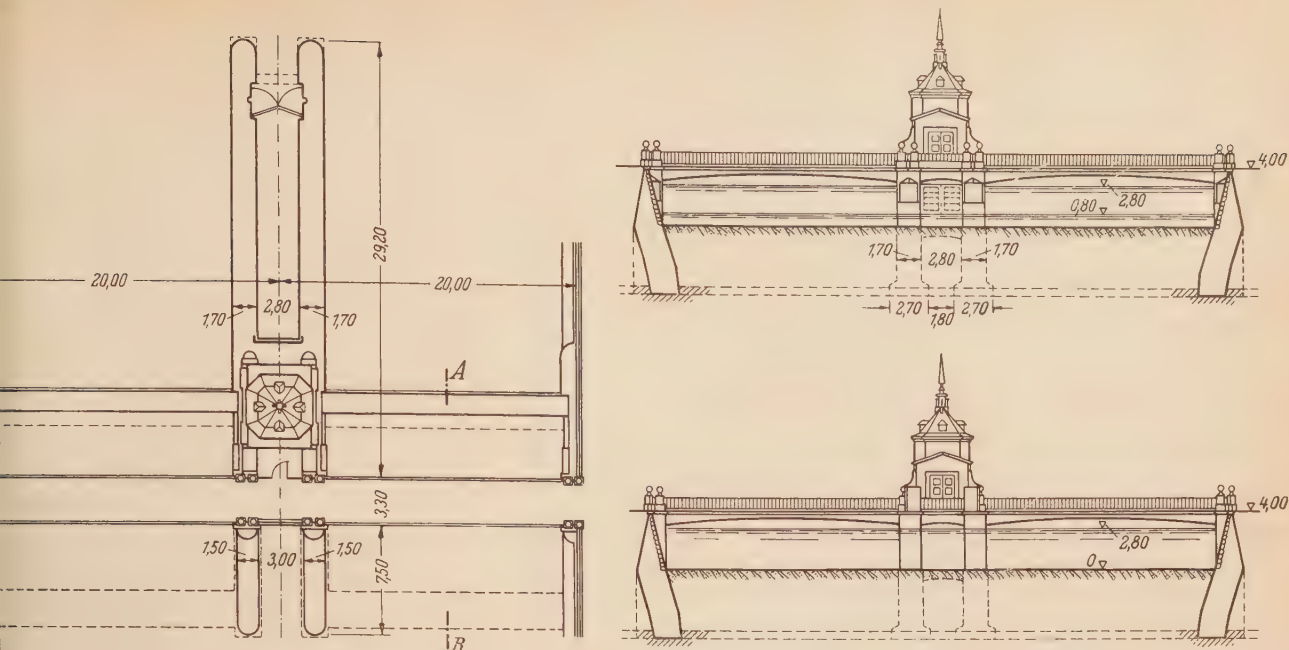


Abb. 9. Links: Grundriß von Wehr und Schleuse, rechts oben: Ansicht von U.-W.; rechts unten: Ansicht von O.-B.

lassen Größe wird der Zufluß im Sommer durch Überfließen über die geschlossenen Segmentschütze abgeführt. Zu dem Zweck sind die Verschlüsse durch Überfallrücken bedeckt, die auch in schönheitlicher Hinsicht sehr günstig sind (Abb. 10). Bei geringer Überströmung der Wehre treten sehr starke Schwingungen des Überfallstrahles, natürlich in der Nachbarschaft als störend empfunden wurden und auch mit Rücksicht auf den Bestand der Werke nicht zulässig waren, da gerade dieser Zustand im Sommer wochenlang anhalten kann. Es sind deshalb Strahlaufreißer an den Segmentschützen benützt worden (Abb. 11). Der Antrieb der Verschlüsse geschieht über Zahnsegmente, die auf der Innenseite der Wehre an der Antriebsseite größer ausgeführt sind. Auf diesem Zwecke an der Antriebsseite größer ausgeführten Strahlführungsbleche eingebaut sind. Da-



Abb. 11. Überfallbrücken des Segmentwehres mit Störkörpern. Blick auf das angetriebene Ende.



Abb. 10. Überströmtes Segmentwehr. Blick auf das nichtangetriebene Ende.

sind auch die vom Antriebsmechanismus auf dem Mittelpfeiler betriebenen Ritzel unsichtbar gemacht worden (Abb. 11).

Der Mittelpfeiler selbst krönt ein Bedienungshaus im neoklassizistischen Stil. Er ist zweiteilig und durch die Aus-

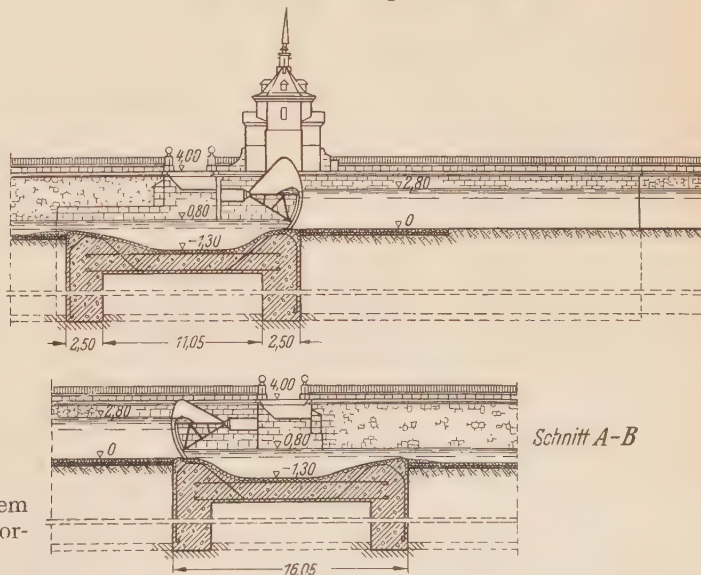


Abb. 12. Oben: Querschnitt am angetriebenen Ende; unten: Querschnitt am nichtangetriebenen Ende.

fahrt aus der oberwasserseitig angeordneten Kammer-
schleuse durchbrochen (Abb. 9). Die Schleuse hat 3,0 m
Breite und 16,0 m Nutzlänge und ihre beiden Kammer-
mauern tragen den die Kammer überbrückenden Pfeiler-
aufbau und die Antriebe. Dadurch wird das ganze Bau-
werk streng symmetrisch und, dementsprechend bewußt
betont, als architektonisches Element benutzt. Die Schleuse
wird durch zwei Paar einfache, handbetriebene Stemmtore
bedient. Die Sicherheit der Bootsschiffahrt gegen vom
Wehr herrührende Strömungen wird durch Verlängerung
der Kammermauern nach Ober- und Unterstrom erreicht.
Die Gesamtlänge des Bauwerkes in Flußrichtung kommt
dadurch auf etwa 40 m. Die Gründung der beiden Kammer-

mauern in Flußmitte reicht ebenso tief wie die der Uf-
ermauern. Die Wehrschwellen sind sehr solide auf zwei
Herdmauern von gleicher Tiefe gegründet und gegen
Unterläufigkeit geschützt. Zwischen den Herdmauern
spannt sich das Tosbecken, das als Platte armiert und mit
der eigentlichen Wehrschwelle und der langen, geneigten
Endschwelle 11 m breit ist (Abb. 12).

Die gesamte Baumaßnahme ist ein gutes Beispiel für
die vielfältigen Zusammenhänge des Wasserbaues mit
anderen menschlichen Lebensbereichen und für die vielen
ähnlichen Aufgaben, die der Wasserbau im Zuge der all-
gemeinen Bevölkerungszunahme und Lebensintensivierung
überall zu lösen haben wird.

Zur Berechnung der Spannungen unter beliebigen Punkten innerhalb und außerhalb einer gleichmäßig belasteten schlaffen Kreisfläche

Von Dipl.-Ing. H. Meißner, Hamburg

DK 624.131.5.001.24

Übersicht: Es wird gezeigt, daß ein Ansatz, der die Dreh-
symmetrie des Problems ausnutzt, für geradzahlige Konzen-
trationsfaktoren auf Integrale führt, deren Lösung den Verlauf
der lotrechten Zusatzspannung als geschlossenen algebraischen
Ausdruck ergibt.

Für die Konzentrationsfaktoren $\nu = 2$ und $\nu = 4$, die bei
praktischen Aufgaben der Setzungsanalyse vor allem von Tank-
behältern von Bedeutung sind, werden die Formeln für den
Verlauf der lotrechten Zusatzspannung σ_z angegeben und zu
Diagrammen ausgewertet.

Schließlich wird auf Grund der Zusammenhänge zwischen
Konzentrationsfaktor und Formänderungsgesetz eines Bodens
der Anwendungsbereich der beiden Diagramme erläutert.

1. Problemstellung

Zur Information über die bisherigen Arbeiten an die-
sem Problem wird auf Lorenz-Neumeuer [1] ver-
wiesen. Für ausgezeichnete Punkte, nämlich den Achs-
punkt $r = 0$, den Randpunkt $r = R$ sowie die Punkte
 $r = R/2$ und $r = 2R$ sind dort Formeln angegeben bzw.
Diagramme dargestellt, aus denen für die Konzentrations-
faktoren $\nu = 3$ bis $\nu = 7$ der Verlauf der lotrechten Zu-
satzspannungen berechnet bzw. abgelesen werden kann.

Im folgenden wird gezeigt, daß für geradzahlige Kon-
zentrationen auch bei stetig variablem Abstand des
untersuchten Grundrißpunktes vom Kreismittelpunkt ge-
schlossene algebraische Ausdrücke für den Verlauf der
lotrechten Zusatzspannung entstehen.

2. Lösungsansatz

Ausgangspunkt der Untersuchungen ist die Gleichung
von Fröhlich für die Größe der Zusatzspannung σ_z in-
folge einer an der Oberfläche des Halbraumes lotrecht an-
greifenden Einzelkraft P . Mit den Bezeichnungen der
Abb. 1 ist

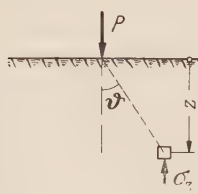


Abb. 1
Schnitt durch den Halbraum.
 P : lotrechte Punktlast
 σ_z lotrechte Zusatzspannung infolge P

$$\sigma_z = \frac{\nu \cdot P}{2 \cdot \pi \cdot z^2} \cos^{\nu+2} \vartheta \quad (1)$$

Die Anwendung dieser Gleichung auf das vorliegende
Problem geschieht unter der allgemein üblichen und be-
währten Annahme, daß die lineare Superposition von
Einzelwirkungen erlaubt ist.

Zur Ausnutzung der Drehsymmetrie wird ein Polar-
koordinatensystem r, φ eingeführt, dessen Ursprung im
Mittelpunkt der kreisförmigen Lastfläche vom Radius R
liegt (Abb. 2).

Das differentielle Bodenprisma, an dem infolge der Be-
lastung der Halbraum-Oberfläche die Zusatzspannung σ_z
entsteht, liegt in der Tiefe z und hat vom Mittelpunkt der

kreisförmigen Lastfläche und damit vom Ursprung des
Polarkoordinatensystems den waagrechten Abstand r .

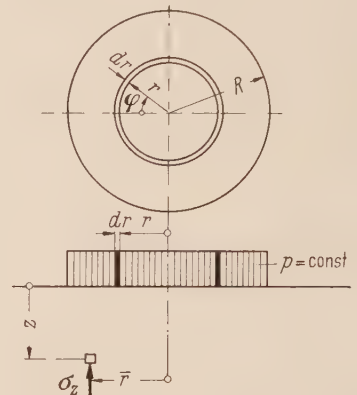


Abb. 2. Grundriß der Belastungsfläche und Radialschnitt.

Zur Klarstellung der geometrischen Beziehungen der
die Abb. 3.

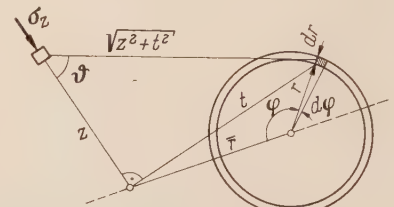


Abb. 3. Grundriß der Belastungsfläche. Die durch das Bodenprisma
und das Lastelement gehende lotrechte Ebene schneidet die Zeich-
ebene in der Spur t und wurde um $\pi/2$ umgeklappt.

Das differentielle Lastelement wird

$$p \cdot r \cdot dr \cdot d\varphi.$$

Nach dem Cosinussatz gilt für die Größe der Strecke t

$$t^2 = r^2 + z^2 - 2 r z \cdot \cos \varphi.$$

Es wird also

$$\cos \vartheta = \frac{z}{\sqrt{z^2 + r^2 - 2 r z \cdot \cos \varphi}}.$$

Damit kann geschrieben werden

$$\sigma_z = \frac{\nu \cdot p}{\pi} \int_{\varphi=0}^{\varphi=2\pi} \int_{r=0}^{r=R} \frac{r \cdot dr \cdot d\varphi}{(z^2 + r^2 - 2 r z \cdot \cos \varphi)^{\frac{\nu+2}{2}}}.$$

3. Auswertung für bestimmte Konzentrationsfaktoren

Für ungeradzahlige Konzentrationsfaktoren führt
Gleichung (2) auf elliptische Integrale; eine geschlos-
sen Lösung ist nicht möglich.

Für geradzahlige Konzentrationsfaktoren erhält
nach einigen Umformungen algebraische Funktionen
Gestalt

$$\sigma_z = p \cdot F \left[\left(\frac{r}{R} \right)^2; \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right]$$

a) Konzentrationsfaktor $\nu = 2$.

Hierfür wird

$$\frac{\sigma_z}{p} = \frac{2 \cdot z^2}{\pi} \int_{\varphi=0}^{\pi} \int_{r=0}^R \frac{r \cdot dr \cdot d\varphi}{(z^2 + r^2 + r^2 - 2rr \cos \varphi)^2}$$

b) Substitution $\operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} = x$ führt auf

$$= \frac{2 \cdot z^2}{\pi} \int_{r=0}^R \frac{2 \cdot r \cdot dr}{(z^2 + r^2 + r^2 + 2rr)^2} \int_{x=0}^{+\infty} \frac{dx}{\left[\frac{z^2 + r^2 + r^2 - 2rr}{z^2 + r^2 + r^2 + 2rr} + x^2 \right]} + \left[\frac{1 - \frac{z^2 + r^2 + r^2 - 2rr}{z^2 + r^2 + r^2 + 2rr}}{\left(\frac{z^2 + r^2 + r^2 - 2rr}{z^2 + r^2 + r^2 + 2rr} + x^2 \right)^2} \right]$$

c) Lösung des Integrals über x kann unmittelbar niederschrieben werden [2]. Man erhält nach einigen Umformungen

$$\frac{\sigma_z}{p} = 2 \cdot z^2 \int_{r=0}^R \frac{(z^2 + \bar{r}^2 + r^2) \cdot r \cdot dr}{[(z^2 + \bar{r}^2)^2 + 2(z^2 - \bar{r}^2) \cdot r^2 + r^4]^{3/2}}$$

d) Hilfe der Rekursionsformel [3]

$$\int \frac{dx}{X^{k+\frac{1}{2}}} = \frac{1}{(2k-1)(a \cdot c - b^2)} \cdot \frac{a \cdot x + b}{X^{k-\frac{1}{2}}} + \frac{2(k-1) \cdot a}{(2k-1)(a \cdot c - b^2)} \int \frac{dx}{X^{k-\frac{1}{2}}}$$

bei

$$X = a \cdot x^2 + 2bx + c,$$

e) daraus schließlich nach einigen Umformungen

$$= \frac{1}{2} \left[1 \pm \sqrt{\frac{\left[\left(\frac{\bar{r}}{R} \right)^2 + \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right]^2 - 2 \left[\left(\frac{\bar{r}}{R} \right)^2 + \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right] + 1}{\left[\left(\frac{\bar{r}}{R} \right)^2 + \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right]^2 - 2 \left[\left(\frac{\bar{r}}{R} \right)^2 - \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right] + 1}} \right] \quad (4)$$

b) Konzentrationsfaktor $\nu = 4$.

Hierfür wird

$$\frac{\sigma_z}{p} = \frac{4 \cdot z^4}{\pi} \int_{\varphi=0}^{\pi} \int_{r=0}^R \frac{r \cdot dr \cdot d\varphi}{(z^2 + \bar{r}^2 + r^2 - 2rr \cos \varphi)^3}$$

Substitution $\operatorname{tg} \frac{\varphi}{2} = x$ führt auf

$$\frac{4 \cdot z^4}{\pi} \int_{r=0}^R \frac{2 \cdot r \cdot dr}{(z^2 + r^2 + r^2 + 2rr)^3} \int_{x=0}^{+\infty} \frac{dx}{\left[\frac{z^2 + r^2 + r^2 - 2rr}{z^2 + r^2 + r^2 + 2rr} + x^2 \right]} + \left[\frac{1 - \frac{z^2 + r^2 + r^2 - 2rr}{z^2 + r^2 + r^2 + 2rr}}{\left(\frac{z^2 + r^2 + r^2 - 2rr}{z^2 + r^2 + r^2 + 2rr} + x^2 \right)^2} \right] + \left[\frac{1 - \frac{z^2 + r^2 + r^2 - 2rr}{z^2 + r^2 + r^2 + 2rr}}{\left(\frac{z^2 + r^2 + r^2 - 2rr}{z^2 + r^2 + r^2 + 2rr} + x^2 \right)^3} \right]$$

Lösung des Integrals über x siehe unter a). Nach den Umformungen erhält man

$$\frac{\sigma_z}{p} = 4 \cdot z^4 \int_{r=0}^R \frac{[(z^2 + \bar{r}^2)^2 + 2(z^2 + 2\bar{r}^2)r^2 + r^4] r \cdot dr}{[(z^2 + \bar{r}^2)^2 + 2(z^2 - \bar{r}^2)r^2 + r^4]^{5/2}}$$

Mit Hilfe der Rekursionsformel (3) wird daraus nach einigen Umformungen schließlich

$$\frac{\sigma_z}{p} = \frac{1}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\frac{\left[\left(\frac{\bar{r}}{R} \right)^2 - \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right]^2 - 2 \left[\left(\frac{\bar{r}}{R} \right)^2 - \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right] + 1}{\left[\left(\frac{\bar{r}}{R} \right)^2 + \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right]^2 - 2 \left[\left(\frac{\bar{r}}{R} \right)^2 - \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right] + 1}} - \left(\frac{z}{R} \right)^2 \left(\frac{\bar{r}}{R} \right)^2 \left[\left(\frac{\bar{r}}{R} \right)^2 + 1 \right] + 2 \left(\frac{z}{R} \right)^2 \left(\frac{\bar{r}}{R} \right)^2 + \left(\frac{\bar{r}}{R} \right)^2 \left[\left(\frac{\bar{r}}{R} \right)^2 - 1 \right] \sqrt{\left[\left(\frac{\bar{r}}{R} \right)^2 + \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right]^2 - 2 \left[\left(\frac{\bar{r}}{R} \right)^2 - \left(\frac{z}{R} \right)^2 \right] + 1}} \quad (5)$$

4. Darstellung in Diagrammen

Die beiden Gleichungen (4) und (5) wurden ausgewertet und in den Diagrammen Abb. 4 und 5 dargestellt.

Die Leitwerte $\frac{r}{R}$ wurden so eng gewählt, daß für praktische Setzungsrechnungen die lineare Interpolation im allgemeinen ausreichend genaue Werte σ_z/p ergibt. Bei höheren Genauigkeitsansprüchen ist die Auswertung der Gleichungen (4) und (5) für beliebige Werte $\bar{r}$ leicht möglich.

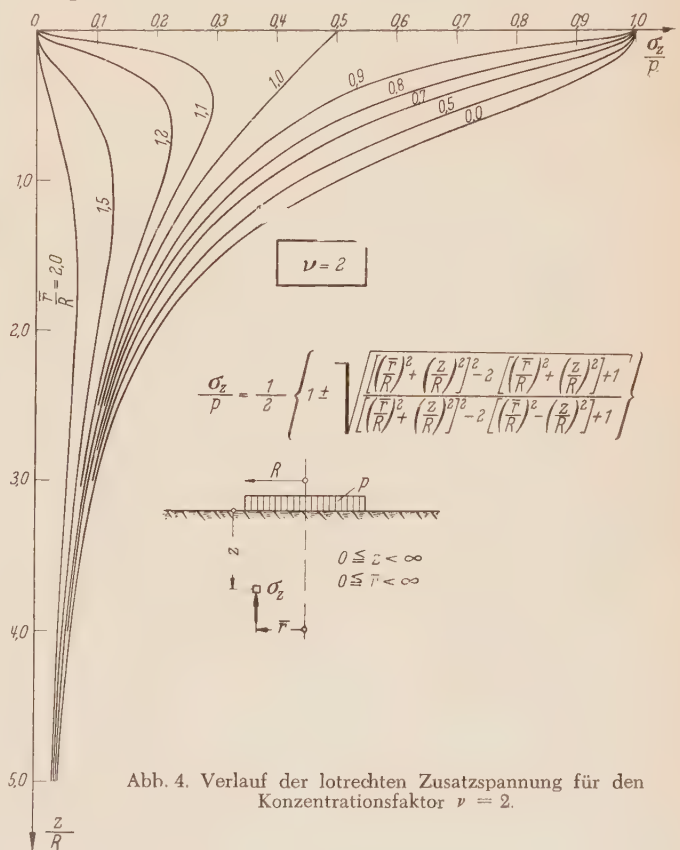


Abb. 4. Verlauf der lotrechten Zusatzspannung für den Konzentrationsfaktor $\nu = 2$.

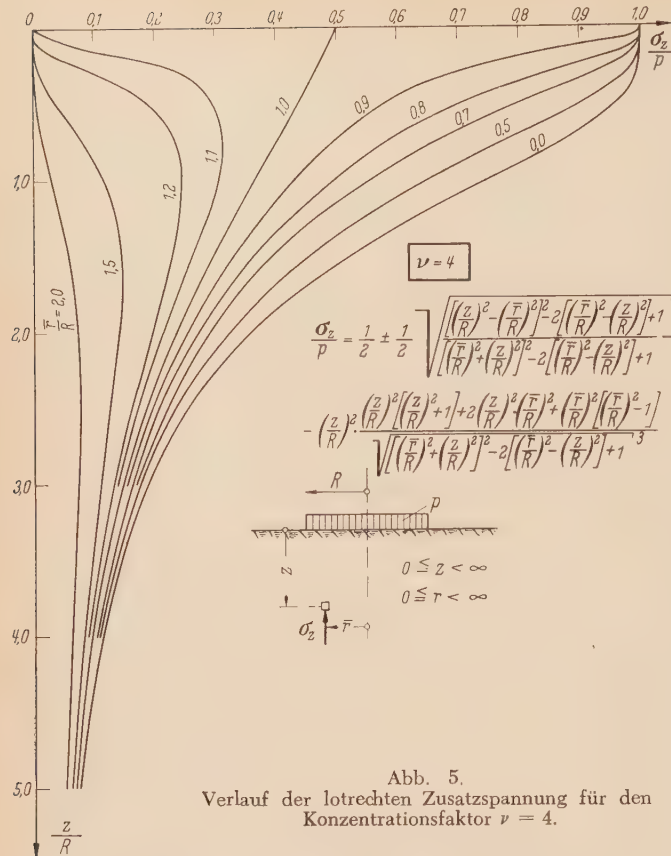
5. Anwendungsbereich

Ohde fand [4], daß das allgemeine Gesetz der Zusammendrückung natürlicher Böden bei behinderter Seitendehnung mit ausreichender Genauigkeit erfaßt wird durch

$$V = v \cdot \sigma_{z,g}^w \quad [\text{kg/cm}^2] \quad (6)$$

In dieser Gleichung stellt $\sigma_{z,g}$ die lotrechte Gesamtspannung dar; v und w sind für ein und denselben Boden Konstanten. Während v in weiten Grenzen schwankt, liegt w zwischen den Extremwerten

- $w = 1,0$ für bindigen Boden sowie Torf und Faulschlamm ohne Sandgehalt, und
- $w \approx 0,55$ für reinen Quarzsand.



Durch Anwendung der Gleichung (6) auf homogenem, ungeschichtetem Boden großer Mächtigkeit (bei dem die lotrechte Gesamtspannung $\sigma_{z,g}$ bei ausreichend kleiner Zusatzbelastung vor allem durch das Raumgewicht des Bodens entsteht) und Berücksichtigung des Castiglianoschen Prinzips vom Minimum der Formänderungsarbeit fand Ohde [4] weiterhin, daß zwischen Konzentrationsfaktor ν und dem Wert w die Beziehung besteht

$$\nu = 3 + w. \quad (7)$$

Aus Gleichung (7) folgt, daß Gleichung (5) und das Diagramm Abb. 5 den Verlauf der lotrechten Zusatzspannungen dann wiedergeben, wenn der Untergrund aus stärker bindigem, ungeschichtetem Boden von homogener Beschaffenheit ($\gamma \approx \text{konstant}$) und großer Mächtigkeit besteht.

Je kleiner die Zusatzbelastung, um so größer ist die Genauigkeit, mit der Gleichung (5) und Abb. 5 den Spannungsverlauf angeben.

Um auch bei geschichtetem Untergrund (dem in der Baupraxis am häufigsten auftretenden Fall) einen Überblick über die jeweilige Größe des Konzentrationsfaktors und damit die Art der Druckausbreitung zu gewinnen, wird die Bedeutung des Wertes w erweitert.

w möge über seine eigentliche Bedeutung als Bodenkennwert hinaus ganz allgemein im Baugrund die Abhängigkeit der Steifeszahl V von der Tiefe wiedergeben. In diesem Sinne wurde w bereits von Ohde [4] benutzt.

Dann gilt Gleichung (7) mit mehr oder weniger guter Näherung auch für geschichteten Untergrund. Die Güte der Näherung ist abhängig davon, wie gut der an den Schichtgrenzen unstetige Verlauf der Steifeszahl V durch eine stetige Kurve von konstantem w ersetzt werden kann.

Die für den Konzentrationsfaktor $\nu = 2$ erhaltene Gleichung (4) und das Diagramm Abb. 4 gelten infolgedessen für den Fall, daß die Steifeszahl V mit zunehmender Tiefe abnimmt.

Dieser Fall tritt beispielsweise ein, wenn auf einer relativ dünnen Sandschicht, die zur Druckverteilung kürzlich eingebaut und hoch verdichtet wurde, weichere Schichten folgen.

Die Anregung zur Beschäftigung mit diesem Problem verdanke ich Herrn Dr.-Ing. Karl Steinfeld. Für Durchsicht des mathematischen Teiles der Arbeit bin ich Herrn Dipl.-Ing. Claus Drechsler zu Dank verpflichtet.

Literatur

1. H. Lorenz, H. Neumeuer: Spannungsberechnungen infolge Kreislasten unter beliebigen Punkten innerhalb und außerhalb der Kreisfläche. Bautechnik (1953), 127—129.
2. Hütte I, 27. Auflage, S. 106, Nr. 7 und 11.
3. Gröbner-Hoffreiter: Integraltafeln I, S. 39.
4. J. Ohde: Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund. Bauingenieur 20 (1939) S. 451—459.

Einfluß der Anisotropie auf die Beanspruchung des Gebirges in der Umgebung von Stollen

Von Prof. Dr.-Ing. habil. G. Sonntag, München

(Fortsetzung und Schluß aus Heft 8)

DK 622.83 : 550.312 : 539.22

3. Anisotropie durch die Zulassung von Gleitungen zwischen den Schichten des Gebirgsaufbaues

Durch Überwindung der Reibung zwischen den Schichten oder bei sehr weichen Zwischenschichten durch deren plastische Verformung werden Bewegungen der Schichtgrenzen gegeneinander möglich. Die strenge mathematische Bearbeitung dieses Problems unter Berücksichtigung dieses Freiheitsgrades einer gegenseitigen Verschiebung der Schichtgrenzen stößt auf erhebliche Schwierigkeiten. Es hat sich aber gezeigt, daß einfache Ansätze bereits einen umfassenden Einblick in die Vorgänge gestatten, die durch spannungsoptische Versuche bestätigt wurden. Für den Grenzfall einer reibungsfreien Schichtung können die Schichten als Balken behandelt werden, deren Zusammendrückung zu berücksichtigen ist. Für den Fall einer periodischen Lastverteilung (in die jede beliebige Lastverteilung entwickelt werden kann) führt dieser Ansatz zu einer einfachen Lösung¹¹. Bei diesen noch im Fluß befindlichen Arbeiten wurden bereits die nachfolgend mitgeteilten Erkenntnisse gewonnen.

¹¹ G. Sonntag: „Die in Schichten gleicher Dicke reibungsfrei geschichtete Halbebene mit periodisch verteilter Randbelastung“, Forschungs-Ing.-Wes. (1957) S. 3—8.

a) Gleichartige isotrope Schichtung

Bild 15 zeigt eine horizontale Lage gleicher Schichten in der Umgebung eines Stollens von rechteckigem Querschnitt. Die Schichten selbst können als isotrop angesehen werden. Der Elastizitätsmodul ist also jetzt unabhängig

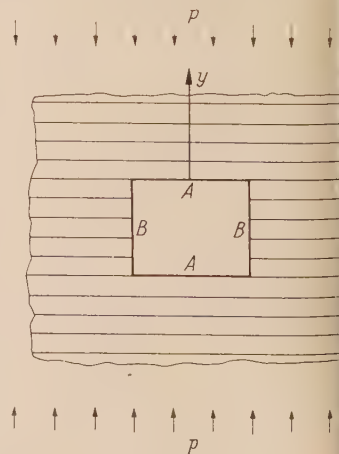


Abb. 15. Anisotropie durch Überwindung der Haftung zwischen isotropen horizontalen Schichten in der Umgebung eines rechteckigen Stollenquerschnitts. Der Ursprung eines rechtwinkligen y, z -Koordinatensystems wurde in die Mitte (A) des Hangenden gelegt, um daran das Abklingen der Spannung zu beschreiben.

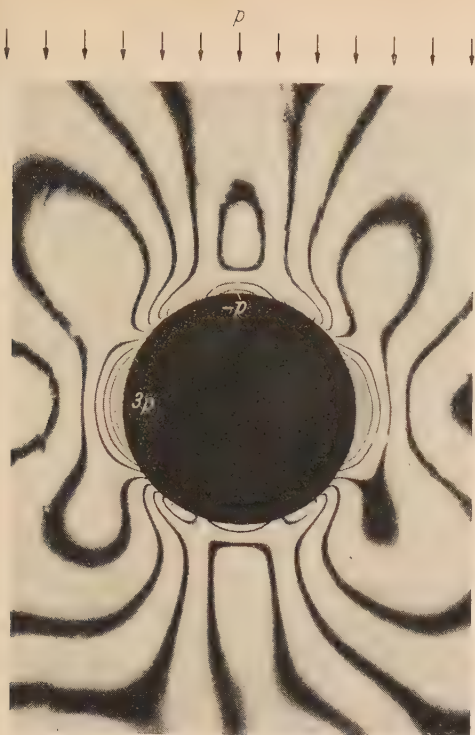


Abb. 16 a.



Abb. 17 a.

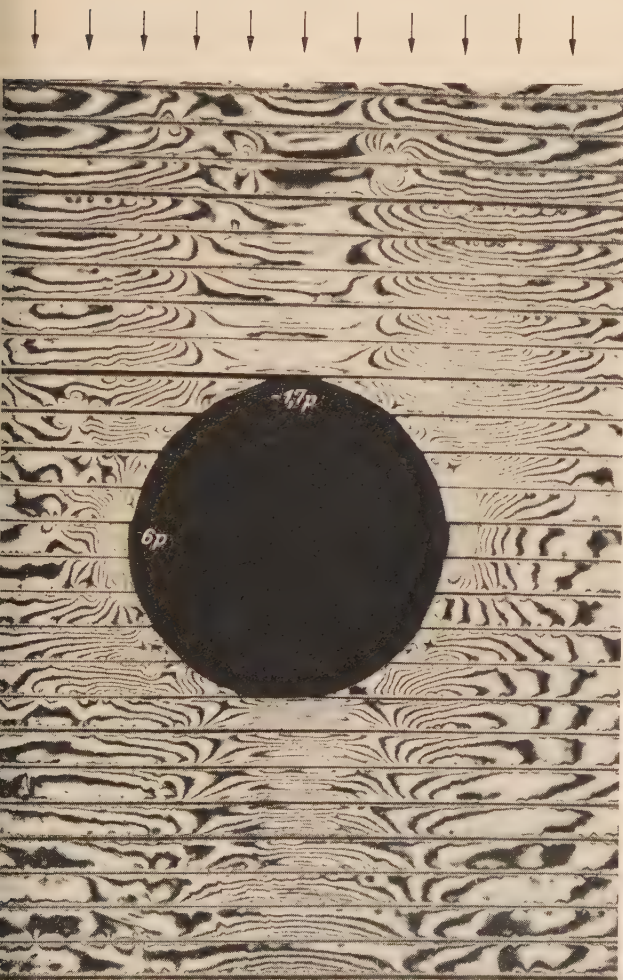


Abb. 16 b.



Abb. 17 b.

Abb. 16 u. 17. Spannungsoptische Aufnahme eines kreisförmigen und eines quadratischen Stollenquerschnittes; a) bei isotropem Gebirge; b) bei anisotropem Gebirge. p ist der bei diesem Versuch allein realisierte vertikale Gebirgsdruck. Schwarze Linien (Isochromaten) sind geometrischer Ort gleicher Beanspruchung, wobei ihre Änderung von Linie zu Linie konstant ist.

Ort und Richtung. Die Anisotropie wird durch die Schnitte des Kontinuums in Schichten hervorgerufen, wodurch an den Schichtgrenzen Schubspannungen nur in begrenztem Maße übertragen werden können (Zugspannungen senkrecht zur Schichtung können nicht übertragen werden, sie sind aber im Lastfall von Abb. 15 auch nicht zu erwarten). Wenn die Reibung zwischen den Schichten so groß ist, daß keine Verschiebung der Schichtgrenzen gegeneinander auftritt, dann bildet sich der gleiche Spannungszustand aus wie in der ungeschnittenen Scheibe. In diesem Fall tritt in der Mitte des Hangenden und Liegenden bei A eine Zugspannung $\sigma_t(A)$ auf, die wie beim Kreis- und elliptischen Querschnitt von der Größe des vertikalen Gebirgsdrucks ist:

$$\text{isotrope Scheibe} \quad \sigma_t(A) = -p \quad \text{Zug.} \quad (3.01)$$

Wenn als konträrer Grenzfall eine reibungsfreie horizontale Schichtung vorliegt, dann tritt durch Biegung der Schichten eine Erhöhung der besonders beachtenswerten Zugspannungen im Hangenden und Liegenden ein. Für eine geringe Schichthöhe im Verhältnis zum Stollenquerschnitt strebt die maximale Zugbeanspruchung in der Mitte $\sigma_t(A)$ unabhängig von der Schichtdicke folgendem Grenzwert zu:

$$\text{isotrope Schichten} \quad \sigma_t(A) = -\sqrt{3} p \quad \text{Zug.} \quad (3.02)$$

Auch dieser Wert gilt annähernd für andere Querschnittsformen.

An den Seiten B ist mit abnehmender Schichthöhe eine Zunahme der Druckspannung verbunden, die aber noch nicht formelmäßig erfaßt wurde.

Parallel zu diesen theoretischen Überlegungen sind spannungsoptische Versuche im Gange¹². Zur besseren Anschaulichkeit der mathematischen Ausführungen sollen zunächst die Abb. 16 und 17 besprochen werden.

Abb. 16 und 17 zeigen spannungsoptische Aufnahmen eines kreisförmigen und eines quadratischen Stollenquerschnittes

- a) bei isotropem Gebirge,
- b) bei einer horizontalen Schichtung.

Die Fotos sind Ausschnitte eines größeren Modells, das vertikal gedrückt wurde, entsprechend einem Gebirgsdruck p . Die schwarzen Linien auf den Fotos (Isochromaten genannt) sind geometrischer Ort gleicher Beanspruchung im Sinne gleicher Hauptspannungsdifferenz. An der Begrenzung des Stollens kann die Randspannung direkt abgelesen werden.

Die eingetragenen Werte wurden durch den Gebirgsdruck p ausgedrückt, wie sie nach der Theorie bei einer unendlichen Ausdehnung des Modelles zu erwarten wären. Da das Modell nicht unendlich groß ist, haben die Randbedingungen gewisse Rückwirkungen auf die Messung. Das Modell wurde oberhalb des Stollens gleichmäßig belastet, aber unterhalb auf einer starren Schiene abgestützt. Dadurch sind die Randspannungen in den Abb. 16 a und 17 a im Hangenden höher als im Liegenden. Noch schwieriger ist es, bei einem geschichteten Modell Aufbau störende Zufälligkeiten durch die Reibung oder Schwankungen in den Abmessungen der Schichten zu vermeiden. Aus einer Fülle von Versuchen ließ sich aber der Einfluß der Schichtung klar herauschälen.

Für eine Schichtung lassen die Abb. 16 b und 17 b erkennen, wie im Hangenden und Liegenden die Randzugspannung von der Biegung bestimmt wird und wie sich diese Biegung in das Gebirge fortsetzt. Auch die Erhöhung der Druckspannung an den Seiten des Stollens tritt deutlich zutage. (Die Beanspruchungsänderung von Linie zu Linie ist konstant. Dichte Linien in Schichtrichtung sind typisch für Biegung.) Um die Randspannung nach Gl. (3.02) näher zu begründen und das Abklingen dieser Biege-Zugspannung zu ermitteln, müssen wir die mathematischen Zusammenhänge eingehender untersuchen.

Wir denken uns eine unendlich ausgedehnte Halbebene, die parallel zu ihrer Begrenzung in Schichten gleichbleibender Höhe h unterteilt ist. Der Ursprung eines y, z -Koordinatensystems befinde sich auf der Begrenzung der Halbebene, wobei die z -Koordinate die Begrenzung darstellt. Dem entspricht in Abb. 15 das Gebiet $y \geq 0$. Wird der Rand $y = 0$ dieser Halbebene durch eine gleichmäßige Druckkraft p_0 und eine periodische Druckverteilung der Amplitude p_1 und Periodenlänge $2l$ belastet, gemäß

$$\sigma_y(y=0) = p_0 + p_1 \cos \frac{\pi}{l} z, \quad (3.03)$$

dann liefert der Grenzfall reibungsfreier Schichtung eine Biegebeanspruchung der Schichten gemäß

$$\sigma_z \text{ Biegung} = \pm p_1 \sqrt{3} e^{-\lambda y} \cos \frac{\pi}{l} z, \quad (3.03)$$

worin

$$\lambda = \frac{\pi^2}{2\sqrt{3}} \cdot \frac{h}{l^2}. \quad (3.03)$$

Der Exponent ist also proportional der Schichthöhe. Daraus erkennt man, daß die Biegespannungen um h langsamer abklingen, je niedriger die Schichthöhe h ist. Für $y = 0$ ergibt Gl. (3.03 b) die Gl. (3.02) unabhängig von der Schichthöhe h (vorausgesetzt $h < l$). Die Gl. (3.03) liefert nicht die Spannungsverteilung σ_z über die Schichthöhe, sondern erlaubt eine gute Abschätzung der Biegerandspannung jeder Schicht.

Da jede Belastung in periodische Anteile zerlegt werden kann, deren Lösung nach Gl. (3.03 b) vorliegt, läßt sich durch anschließende Superposition dieser Lösung anteile auch die Spannungen infolge eines Stollens berechnen, wie an dem nachfolgenden Beispiel gezeigt wird.

Wir betrachten die vertikale Komponente p des Gebirgsdruckes. In einem zunächst noch ungestörten Gebirge herrscht also die gleichmäßige Druckspannung p . Wird jetzt in dieses Gebiet ein rechteckiger Stollen der Breite $2b$ getrieben (wie in Abb. 18 a gestrichelt angedeutet), dann wird der ursprünglich gleichmäßige vertikale Spannungszustand p in der Weise gestört, daß im Querschnitt des Stollens und an seinen horizontalen Rändern die Breite $2b$ keine vertikal gerichteten Spannungen übertragen werden. Den neuen Spannungszustand im umgebenden Gebirge findet man durch Überlagern einer Zugspannung p an den horizontalen Rändern des Stollens, damit diese frei von äußeren Lasten werden.

Während die Störspannung p längs des Randes der Länge $2b$ eindeutig bekannt ist, ist ihre Reaktion auf das umgebende Gebirge zunächst unbekannt. Diese Reaktionsspannungen treten besonders an den Ecken auf, wie in Abb. 18 a durch p' angedeutet wurde.

Damit kann in Annäherung das Problem der Störspannungen auf eine Scheibe mit einer Randbelastung gemäß Abb. 18 b zurückgeführt werden. Diese Belastung wird zweckmäßig in die Anteile von Abb. 18 c und 18 d aufgespalten, die sich in einfacher Weise in Reihen entwickeln lassen¹³. Bei diesem Ansatz wiederholt sich der Stollen jeweils in seitlichen Abständen von $4l$. Trotzdem wird zur Beurteilung der maximalen Spannungen am First und an der Sohle des Stollens diese Näherung ausreichen.

Die Periodenlänge der Grundschiwingung ist im Bild 18 c $2l$ und in Abb. 18 d $4l$. Zwischen der Stollenbreite $2b$, der geschätzten Breite l' der Stützreaktionen und besteht die in Gl. (3.04) angegebene Beziehung, woraus aus Gleichgewichtsgründen die Reaktionsspannung p' gemäß Gl. (3.05) folgt:

$$b = l - l'; \quad p' = p \frac{l - l'}{l}. \quad (3.04) \quad (3.05)$$

¹² Im Auftrag der Forschungsgemeinschaft „Streb- und Streckenausbau im Steinkohlenbergbau“.

¹³ Siehe z. B. K. Girkmann: „Flächentragwerke“, 3. Aufl. S. Wien: Springer 1954.

Die Reihenentwicklung der Lastverteilung nach Abb. 18 c und der Lastverteilung nach Abb. 18 d geben die Gl. (3.06) und (3.07) an:

Zu Abb. 18 c

$$\left. \begin{aligned} y(y=0) &= \sum_{m=1}^{\infty} \bar{p}_m \cos \frac{m\pi z}{l} \quad m=1, 2, 3 \dots \\ \bar{p}_m &= \frac{pl}{\pi l'} \frac{(-1)^m}{m} \sin \frac{m\pi l'}{l} \end{aligned} \right\} \quad (3.06)$$

zu Abb. 18 d

$$\left. \begin{aligned} y(y=0) &= \sum_{m=1}^{\infty} \bar{p}_m \cos \frac{m\pi z}{2l} \quad m=1, 3, 5 \dots \\ \bar{p}_m &= \frac{2pl}{\pi l'} \frac{(-1)^{\frac{m+1}{2}}}{m} \left(\cos \frac{m\pi l'}{2l} - \frac{l-l'}{l} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3.07)$$

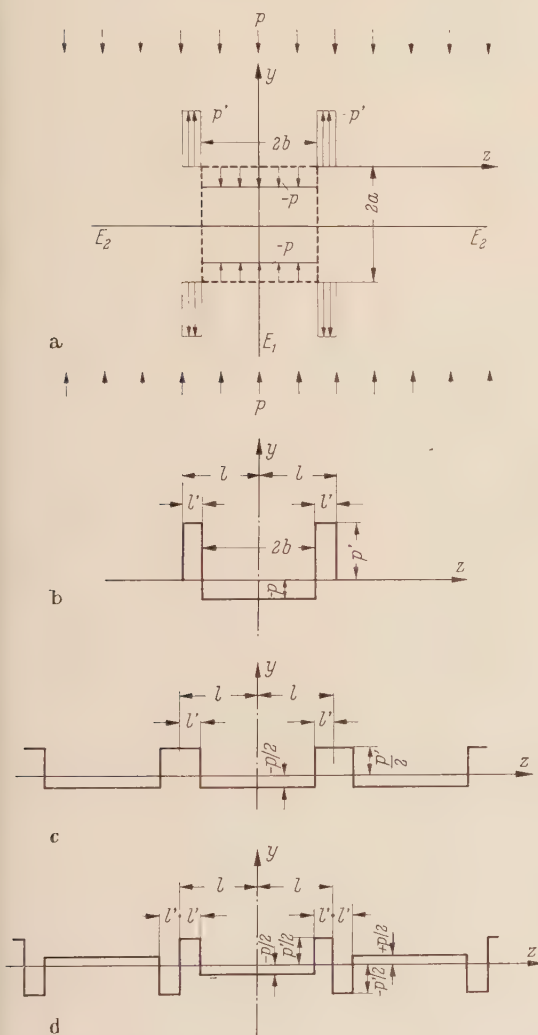


Abb. 18. a) Ersatzbelastung an einem rechteckigen Stollenquerschnitt b) Erfüllung der Randbedingung einer lastfreien Stollenbegrenzung c) Teilung der Ersatzbelastung b) in die Anteile c) und d). (Diese werden dann durch Fourierreihen ausgedrückt.) — 2b Stollenbreite. y-Koordinate ist die Stollenbegrenzung, die dazu senkrechte y-Koordinate ist vertikal und symmetrisch. p Gebirgsdruck, p' Reaktionsdruck, l, l' Längenmaße der Ersatzbelastung.

Die Lastverteilung wurde hierbei durch die Spannungen $\sigma_y(y=0)$ und $\bar{\sigma}_y(y=0)$ ausgedrückt. Wie die Koeffizienten $\bar{p}_m$ und $\bar{p}_m$ erkennen lassen, sind für $m=1$, $\bar{\sigma}_y$ und $\bar{\sigma}_y$ negativ gegenüber dem positiven Gebirgsdruck p. Damit wird die Bedingung der lastfreien Begrenzung erfüllt:

$$\sigma_y(y=0; z=-b \text{ bis } +b) = p + \bar{\sigma}_y + \bar{\sigma}_y = 0. \quad (3.08)$$

Die Fourierkoeffizienten p_m und $\bar{p}_m$ ergeben sich hieraus für beispielsweise $l'/l = 0,25$:

$$\bar{p}_m = \frac{4p}{\pi} \frac{(-1)^m}{m} \sin m \frac{\pi}{4}, \quad (3.09)$$

$$\bar{p}_m = \frac{8p}{\pi} \frac{(-1)^{\frac{m+1}{2}}}{m} \left(\cos m \frac{\pi}{8} - 0,75 \right). \quad (3.10)$$

Die Abnahme der maximalen Biegespannungen mit zunehmendem vertikalem Abstand vom Stollen findet man damit über der Mitte des Stollens $z=0$ wie folgt¹⁴:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z(z=0) &= \pm \sqrt{3} \left\{ \sum_{m=1,2,3,\dots}^{\infty} \bar{p}_m \cdot e^{-\lambda m^2 y} + \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \bar{p}_m \cdot e^{-\frac{\lambda m^2 y}{4}} \right\} \\ \text{Biegung} \end{aligned} \right\} \quad (3.11)$$

Die erste Summe in der Klammer rührt von der Belastung nach Abb. 18 c und die zweite Summe nach Abb. 18 d her. Für $y=0$ ergibt die Summe der Teillasten p_m den Gebirgsdruck p, was zu der Gl. (3.02) führte.

Die Gl. (3.11) liefert nicht die Spannungsverteilung über die Schichthöhe, sondern erlaubt eine gute Abschätzung der Schichtspannung jeder Schicht. Hierbei ist für die i-te Schicht in Gl. (3.11) $y = (i-0,5)h$ einzusetzen.

Zum Vergleich soll die Rechnung auch für ein ungeschichtetes homogenes Gebirge durchgeführt werden. Durch Einsetzen der Belastungsanteile Gl. (3.09) und (3.10) in die entsprechende Gleichung für eine Scheibe¹⁵ findet man

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z(z=0) &= - \sum_{m=1,2,3,\dots}^{\infty} \bar{p}_m \left(1 - \frac{m\pi y}{l} \right) e^{-m \frac{\pi y}{l}} - \\ &- \sum_{m=1,3,5,\dots}^{\infty} \bar{p}_m \left(1 - \frac{m\pi y}{2l} \right) e^{-m \frac{\pi y}{2l}} \end{aligned} \right\} \quad (3.12)$$

Diese horizontale Zugspannung ist für den homogenen Fall nicht mit Biegung verbunden.

Die Durchführung der Rechnung ist prinzipiell einfach, aber umfangreich; die Lösung für $y=0$ führt Gl. (3.12) in (3.01) und Gl. (3.11) in (3.02) über. Es genügt, die erste der summierten Reihen für $m=1$ bis 8 und die zweite Reihe für $m=1$ bis 15 auszuwerten.

Das Ergebnis dieser theoretischen Untersuchung zeigt Abb. 19. Über der Mitte des rechteckigen Stollens der Breite 2b (seine Höhe ist für diese Untersuchung unmaßgeblich, solange sie nicht zu extrem von der Breite abweicht) wurde der Abstand y/b aufgetragen. Der Maßstab für die horizontale Biegespannung wurde auf den vertikalen Gebirgsdruck p bezogen und in horizontaler Richtung aufgetragen.

Die Kurven lassen erkennen, wie mit abnehmender Schichtdicke bzw. mit zunehmendem Verhältnis der Stollenbreite zur Schichtdicke $2b/h$ die Biegespannungen langsamer abklingen. Dies gilt für den Grenzfall reibungsfreier Schichtung. Den konträren Grenzfall gibt der homogene Zustand an ($2b/h=0$), die Praxis liegt zwischen diesen beiden Grenzen.

Da für den isotropen Körper die Größe und das Abklingen der Zugspannung des Hangenden (oder Liegen-

¹⁴ Gl. (3.03 b) liefert den Anteil $\sigma_{z1}(z=0)$ des Belastungsanteiles der Amplitude $\bar{p}_1$. Gegenüber der festen Länge l gemäß Abb. 18 haben die halben Perioden der Belastungsanteile $\bar{p}_m$ die Längen l/m , und der Belastungsanteile $\bar{p}_m$ die Längen $2l/m$. Da für die Periodenlänge 2l der Wert λ nach Gl. (3.03 c) als Festwert in Gl. (3.11) eingeführt wurde, ist der Exponent entsprechend der Änderung der Periodenlängen mit m^2 zu multiplizieren. In der zweiten Summe besagt $\lambda/4$, daß die Periode der Grundschwingung doppelt so groß ist wie in der ersten Summe.

¹⁵ s. Fußn. 13, S. 58. Beachte, daß sich die Periodenlängen der Belastungsanteile wieder, wie in Fußn. 14 beschrieben, ändern.

den) von der Querschnittsform kaum beeinflusst wird (s. Abb. 8), kann man annehmen, daß auch bei einer horizontalen Schichtung diese Beanspruchung maßgeblich nur von der Stollenbreite $2b$ bestimmt wird.

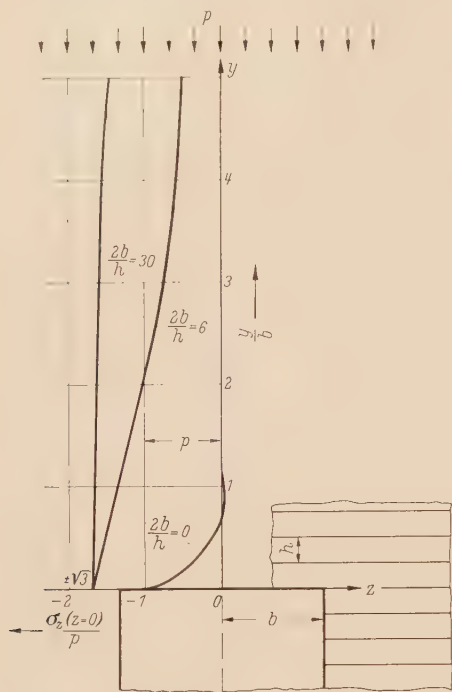


Abb. 19. Einfluß des Verhältnisses der Stollenbreite $2b$ zur Schichthöhe h und der Überwindung der Reibungshaftung zwischen den Schichten auf die Beanspruchung und ihr Abklingen im Hangenden (und Liegenden) in Stollenmitte. Diese horizontale Biegespannung $\pm \sigma_z(z=0)$ wurde auf den vertikalen Gebirgsdruck p bezogen und in horizontaler Richtung aufgetragen. Die Kurve läßt nicht den Verlauf der Biegespannung über die Schichthöhe erkennen, sondern vermittelt jeweils die maximale Biegespannung der jeweiligen Schicht.

b) Verformungen

Diese Untersuchungen müssen wir theoretisch auf die Verkürzung des vertikalen Stollendurchmessers $2a$ bei horizontaler Schichtung beschränken.

Die Formänderung $\Delta 2a$ wird in der gleichen Weise berechnet wie im Fall der homogenen Anisotropie. An Stelle von Gl. (1.27) steht hier:

$$\Delta a = -\frac{p a}{E} - \frac{1}{E} \int_{y=0}^{\infty} [p - \sigma_y(z=0)] dy. \quad (3.13)$$

Nach obigem Ansatz gemäß Abb. 18 lautet $\sigma_y(z=0)^{16}$

$$\sigma_y(z=0) = p + \sum_{m=1,2,3,\dots} \bar{p}_m \cdot e^{-\lambda m^2 y} + \sum_{m=1,3,5,\dots} \bar{p}_m \cdot e^{-\frac{\lambda m^2 y}{4}}. \quad (3.14)$$

Für $y=0$ wird bedingungsgemäß $\sigma_y(z=0)=0$. Nach Einsetzen von Gl. (3.14) in (3.13) führt die Integration zu:

$$\Delta a = -\frac{p}{E} a + \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{\bar{p}_m}{E \lambda m^2} + \sum_{m=1,3,5,\dots} \frac{4 \bar{p}_m}{E \lambda m^2}. \quad (3.15)$$

Werden hierin die gemäß unserem Beispiel nach Gl. (3.09) und (3.10) berechneten Werte $\bar{p}_m$ und $\bar{p}_m$ eingesetzt, dann gibt mit λ nach Gl. (3.03 c) die Summenbildung:

$$\Delta 2a = -\frac{p}{E} \left[2a + 1,84 \frac{l^2}{h} \right]. \quad (3.16)$$

Hierin ist die Länge l (s. Abb. 18a) eine geschätzte Größe, wobei wir $l = 1,33 b$ gesetzt hatten. Der Einfluß

¹⁶ s. Fußn. 11 Gl. (8), an Stelle von p_0 steht hier p . Den Exponenten betreffend gilt das in Fußn. 14 Gesagte.

eines anderen Wertes von l ist nicht ohne weiteres zu kennen, da sich mit einer Änderung von l auch die Glieder der Reihenentwicklung und damit der Faktor (hier 1,84) ändern. Vermutlich ist der Ansatz aber nicht zu fehlerempfindlich, was noch eine besondere Untersuchung erfordert. Messungen an geschichteten Modellen müssen immer kleinere Verformungswerte geben, da sich im Experiment die Reibung nicht ganz vermeiden läßt, die Rechnung sich aber auf den Grenzfall reibungsfreier Schichtung bezieht. Für unsere Annahme $l = 1,33 b$ ergäbe sich eine Verkürzung des vertikalen Durchmessers $2a$ gemäß

$$\Delta 2a = -\frac{p}{E} \left[2a + 0,82 \frac{(2b)^2}{h} \right]. \quad (3.17)$$

Gl. (3.17) gilt nur für Werte $h \ll b$. Der Grenzübergang zur Scheibe ist nicht möglich, da der Ansatz, der zu Gl. (3.15) und damit zu Gl. (3.17) führt, die Schichten nach der elementaren Balkentheorie behandelt, wobei aber die Zusammendrückung der Schichten berücksichtigt wurde. Zum Vergleich werde die Rechnung für die isotrope Scheibe wiederholt. Für diese gilt entsprechend der Gl. (3.14) hier:

$$\sigma_y(z=0) = p + \sum_{m=1,2,3,\dots} \bar{p}_m \left(1 + \frac{m \pi y}{l} \right) e^{-\frac{m \pi y}{l}} + \sum_{m=1,3,5,\dots} \bar{p}_m \left(1 + \frac{m \pi y}{2l} \right) e^{-\frac{m \pi y}{2l}}. \quad (3.18)$$

Nach Einsetzen in Gl. (3.13) und Durchführung der Integration:

$$\Delta a = -\frac{p a}{E} + \sum_{m=1,2,3,\dots} \frac{2 l \bar{p}_m}{E \pi m} + \sum_{m=1,3,5,\dots} \frac{4 l \bar{p}_m}{E \pi m}. \quad (3.19)$$

liefert die Summierung:

$$\Delta 2a = -\frac{p}{E} [2a + 1,43 (2b)]. \quad (3.20)$$

Diese Formel ergäbe für einen quadratischen Querschnitt der Seitenlänge $2a = 2b$ in vertikaler Richtung einen Verkürzungsfaktor 2,43 gegenüber 3,0 beim eingeschriebenen Kreisquerschnitt [Gl. (1.31) $E_1 = E_2$]. Das ist unmöglich; vielmehr wäre bei diesem quadratischen Querschnitt eine größere Verformung zu erwarten. Obige Rechnung wird daher auch für eine reibungsfreie Schichtung kleine Werte liefern. Die Unstimmigkeit liegt in dem Faktor vor dem zweiten Glied in der Klammer von Gl. (3.16).

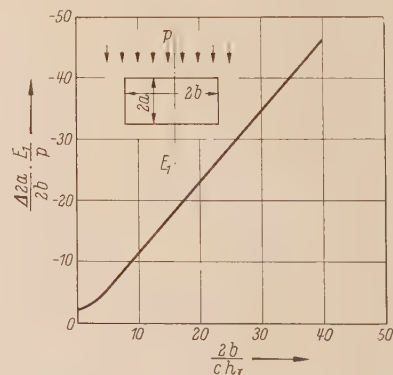


Abb. 20. Verkürzung $\Delta 2a$ der vertikalen Höhe eines rechteckigen Stollens unter vertikalem Gebirgsdruck p in Abhängigkeit von der Stollenbreite $2b$ zur Schichthöhe h_1 bei annähernd reibungsfreier horizontaler Schichtung. Der Faktor c vor h_1 im Abszissenmaßstab beschreibt nach Gl. (3.26) den Einfluß weicher Lagen zwischen den Schichten, wie dort beschrieben wird.

schnitt eine größere Verformung zu erwarten. Obige Rechnung wird daher auch für eine reibungsfreie Schichtung kleine Werte liefern. Die Unstimmigkeit liegt in dem Faktor vor dem zweiten Glied in der Klammer von Gl. (3.16).

ergrößert man den Wert 0,82 auf Grund der Vergleichsrechnung der isotropen Scheibe um den Faktor $2/1,43$, dann folgt:

$$\Delta 2a = \frac{p}{E} \left[2a + 1,15 \frac{(2b)^2}{h} \right]. \quad (3.21)$$

Bei dem Vortrieb eines Stollens tritt wieder nur das zweite Glied in Erscheinung, da das erste Glied $p2a/E$ die im angestörten Gebiet bereits bestehende Verformung angibt.

Um den Einfluß der Schichtung deutlich zu machen, wurde das zweite Glied der Gl. (3.21) in Abb. 20 dargestellt. Als Abszisse dient das Verhältnis der Stollenbreite zur Schichthöhe; die Ordinate gibt das Verhältnis der vertikalen Stollenverkürzung $\Delta 2a$ bezogen auf die Stollenbreite und den vertikalen Gebirgsdruck an. Der vertikale Elastizitätsmodul wurde in Abb. 20 mit E_1 und die Schichthöhe mit h_1 bezeichnet, da diese Darstellung später auch für Zwischenschichten h_{II} gilt. Für das hier vorausgesetzte geschichtete, aber isotrope Gebirge ist der Faktor c (vor der Schichthöhe h am Abszissenmaßstab) „1“ zu setzen. Selbst wenn die Formel nicht sehr genau ist, läßt sie doch zumindest die vergleichende Beurteilung verschiedener Verhältnisse der Stollenabmessungen zur Schichthöhe h zu. Noch übersichtlicher ist der Vergleich, wenn die in gleicher Weise entwickelten zweiten Glieder der beiden

Gl. (3.17) und (3.20) aufeinander bezogen werden. Der erhaltene Wert Θ gibt den Faktor an, um den sich im Grenzfall reibungsfreier Schichtung der Stollendurchmesser in vertikaler Richtung gegenüber dem Fall hoher Reibung bzw. idealer Isotropie verkürzt:

$$\frac{2b}{h} > 2; \quad \Theta = 0,57 \frac{2b}{h}. \quad (3.22)$$

Solange die Reibung nirgends überwunden wurde, ist $\Theta = 1$, und die Formänderung des Stollens kann in besserer Annäherung aus Gl. (1.31) für $E_1 = E_2$ ermittelt werden. Gl. (3.22) gibt dann den Faktor Θ an, mit dem dieser Wert zu multiplizieren ist, um den Grenzfall abzuschätzen, dem die Verformung wegen der Schichtung zustrebt. Der Zustand, dem die Verformung durch ein plastisches Fließen der Schichten gegeneinander (begünstigt durch dünne weichere Zwischenlagen) sich langsam nähert, entspricht weitgehend dieser Lösung für eine reibungsfreie Schichtung.

c) Schichten wechselnder Elastizität

Dieser Fall wurde unter der Voraussetzung, daß keine Verschiebung der Schichtgrenzen gegeneinander auftritt, bereits im Abschnitt 2 behandelt. Unter der konträren Annahme von Reibungsfreiheit wurde das Problem in ähn-

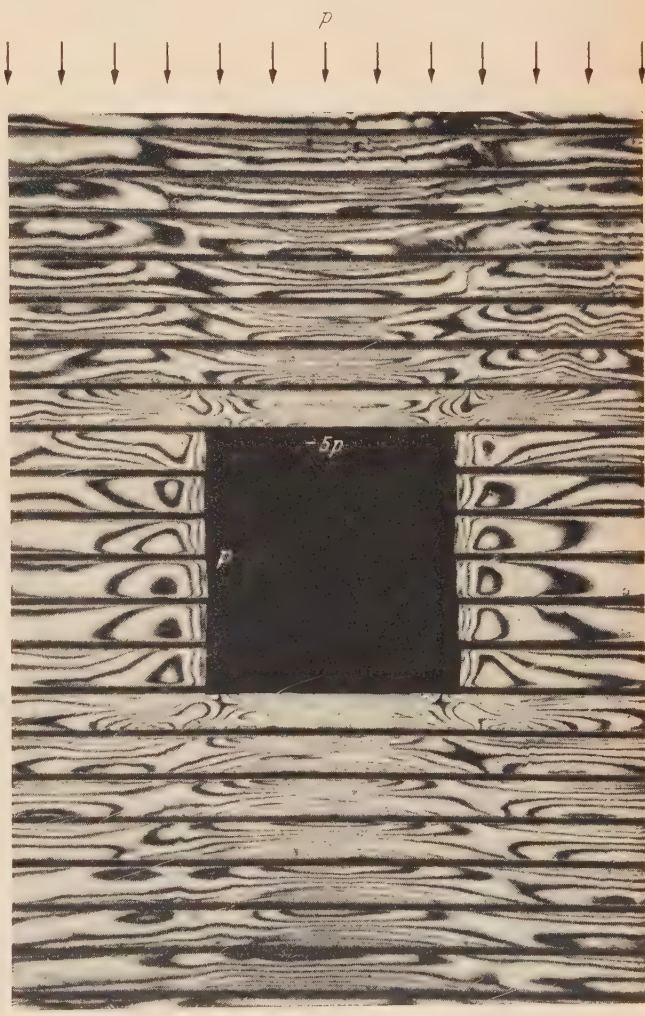


Abb. 21 und 22. Spannungsoptische Aufnahmen des kreisförmigen und quadratischen Stollenquerschnittes von Abb. 16b bzw. 17b unter Angabe weicher Lagen zwischen den Schichten. Die Biegespannungen haben sich dadurch im Hangenden und Liegenden erhöht; die Druckspannungen an den Seiten werden infolge der weichen Zwischenlagen abgebaut. Bei Vergleich der Isochromaten (Erklärung s. Abb. 16 und 17) ist zu beachten, daß diese Versuche nur mit dem halben vertikalen Druck durchgeführt wurden.

licher Weise wie für die isotrope Schichtung bearbeitet¹⁷. Die plastische Verformung sehr dünner weicher Lagen zwischen den Schichten wirkt praktisch wie eine Schmierung und führt zu den Verformungen nach Gl. (3.21), (3.22) und im Hangenden und Liegenden zu der Randspannung Gl. (3.02). Wenn die Zwischenlagen aber selbst als elastische Schichten II gegenüber den Schichten I gemäß Abb. 13 anzusehen sind, dann tritt eine weitere Erhöhung der Biegebeanspruchung der härteren Schichten I ein.

Bei einer horizontalen Schichtung und Stollenquerschnitten nach Abb. 13 oder 15 tritt im Hangenden und Liegenden bei A eine Biegezugspannung auf der Größe

$$\text{Schichttype I} \quad \sigma_t(A I) = -\sqrt{3} p \cdot \sqrt{\frac{a + \beta}{(1 + a^3 \beta) \beta}}, \quad (3.23)$$

$$\text{II} \quad \sigma_t(A II) = \sigma_t(A I) \cdot \alpha \beta, \quad (3.24)$$

worin α und β nach Gl. (2.03) und (2.04) einzusetzen sind. Für Schichten gleicher Dicke ($a = 1$), aber wechselnder Elastizität ($\beta \neq 1$) sind die Gl. (3.23), (3.24) bis auf den Faktor $\sqrt{3}$ identisch mit den Gl. (2.10) und (2.11). Man gewinnt daraus die Erkenntnis, daß sowohl für die isotrope Schichtung ($\beta = 1$) als auch für die anisotrope Schichtung ($\beta \neq 1$) der Faktor $\sqrt{3}$ den Einfluß eines vollkommenen Abbaus der Haftung zwischen den Schichten beschreibt. Da die Gl. (3.23), (3.24) die Zugspannung aus einer Biegebeanspruchung herleitet, in den Gl. (2.10) und (2.11) dagegen die Zugspannung auf einem ganz anderen Wege gewonnen wurde, sind die einander entsprechenden Gleichungen nicht völlig identisch. Der Nenner der Wurzel unterscheidet sich in Gl. (3.23) in dem Glied $\alpha^3 \beta$ gegenüber dem entsprechenden Glied $\alpha \beta$ in Gl. (2.10). Für $\alpha \approx 1$ und $\beta < 1$ ist in beiden Fällen die Schichttype I die höher beanspruchte. Der Einfluß des Unterschiedes im Nenner der Wurzel ist für diesen Fall so gering (maximal 16 % für $\alpha = 0,5$; $\beta = 1$), daß überschlägig mit einer 1,7fachen Erhöhung der Zugspannung im Hangenden und Liegenden bei einer Überwindung der Haftung zwischen den Schichten zu rechnen ist.

Diese Erkenntnisse gelten unabhängig von der Schichthöhe, wenn diese nur klein gegenüber dem Stollenquerschnitt ist.

An den Seiten B führt eine horizontale Schichtung wechselnder Elastizität zu einem Abbau der Druckspannung. Bei Verschiebungen durch Überwindung der Haftung nimmt die Druckspannung hier wieder zu, solange die weichen Zwischenlagen nicht plastisch verquertscht werden. Formelmäßige Ergebnisse liegen hierfür noch nicht vor, doch erlauben die Versuche zu Abb. 21 und 22 einen Überblick.

Die Druckspannungen an den Seiten wurden infolge der weichen Zwischenlagen abgebaut. Die Biegespannungen im Hangenden und Liegenden haben sich beträchtlich erhöht. Bei dem Vergleich des Isochromatenbildes ist zu beachten, daß diese Versuche mit der halben Modellbelastung gegenüber Abb. 16 und 17 durchgeführt wurden.

Für das Abklingen der Biegespannungen können wir die Untersuchung auf die dickere und härtere Schicht beschränken (hier Schichttype I mit $a < 1$ und $\beta < 1$). Es tritt dann gemäß obiger Entwicklung (zu Abb. 18) für einen rechteckigen Stollenquerschnitt an Stelle von Gl. (3.11)

$$\begin{aligned} \sigma_z(z=0) = \pm \sqrt{\frac{3(\alpha + \beta)}{(1 + \alpha^3 \beta) \beta}} \cdot \left\{ \sum_{m=1, 2, 3 \dots}^{\infty} \bar{p}_m \cdot e^{-\lambda c m^2 y} + \sum_{m=1, 3, 5 \dots}^{\infty} \bar{p}_m \cdot e^{-\frac{\lambda c m^2 y}{4}} \right\}. \quad (3.25) \end{aligned}$$

Biegung

¹⁷ s. Fußn. 11, S. 344.

Der Ausdruck in der geschweiften Klammer unterschneidet sich gegenüber Gl. (3.10) nur durch den Faktor c im Exponenten, der von den wechselnden elastischen Eigenschaften dieser Schichtung mit Zwischenlagen bestimmt wird¹⁸:

$$c = \sqrt{\frac{(1 + \beta \alpha^3)(\alpha + \beta)}{(1 + \alpha^2) \beta}}. \quad (3.26)$$

In λ nach Gl. (3.03 c) ist hier die Höhe h_i der dickeren Schichttype einzusetzen. Für den Rand $y = 0$ ergibt Gl. (3.25) die Gl. (3.23). Für Schichten gleicher Höhe und Elastizität wird $\alpha = 1$ und $\beta = 1$, und Gl. (3.25) geht in Gl. (3.11) über.

Da für weichere Zwischenlagen immer $c > 1$ ist, bewirken diese bei horizontaler Schichtung zwar eine Erhöhung der Beanspruchung von First und Sohle, aber ein schnelleres Abklingen dieser Biegung.

Abb. 23 vermittelt an einem Beispiel einen Überblick über die verschiedenen Einflußgrößen in gleichem Maßstab wie

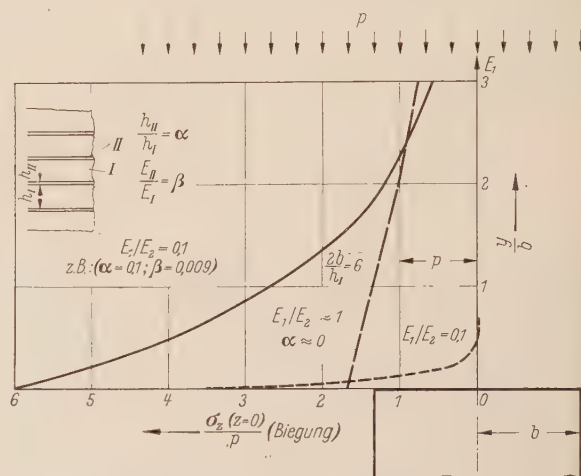


Abb. 23. Beanspruchung über der Stollenmitte unter dem vertikalen Gebirgsdruck p bei einer horizontalen Schichtung wechselnder Elastizität für $\alpha = 0,1$ u. $\beta = 0,009$. $2b$ horizontaler Stollendurchmesser. Die resultierenden Hauptelastizitätsmoduln E_1 und E_2 haben vertikale bzw. horizontale Richtung. Abstandsmaßstab y/b und Beanspruchungsmaßstab σ_z/p der horizontalen Zug- bzw. Biegespannung (horizontal aufgetragen) wie in Abb. 19.

Die kurzgestrichelte, schnellabklingende Linie bezieht sich auf den Fall einer noch vollkommenen Haftung zwischen den Schichten. Die Schichten sind im Vergleich zur Stollenbreite bereits so niedrig genommen, daß ein quasihomogenes, aber anisotropes Gebirge vorliegt gemäß $E_1/E_2 = 0,1$. Die Randspannung ist unabhängig von der Stollenbreite. — Wird die Reibungshaftung vollkommen überwunden, erhöht sich die Randspannung von $\sigma_z = 3,5 p$ auf $6 p$ (ausgezogene Kurve) unabhängig von der Schichthöhe, solange $h \ll 2b$. Das Abklingen (nicht die Höhe der Beanspruchung) wird aber jetzt dem Verhältnis der Stollenbreite $2b$ zur Schichthöhe beeinflusst. Die ausgezogene Kurve bezieht sich auf ein Verhältnis $2b/h_1 = 6$ wieder für $E_1/E_2 = 0,1$. Die Kurve läßt nicht den Verlauf der Biegespannung über die Schichthöhe erkennen, sondern vermittelt jeweils die maximale Biegespannung der jeweiligen Schicht vom Typ I. Als Vergleich wurde langgestrichelt der Fall reibungsfreier Schichtung ohne Zwischenlagen dargestellt.

Abb. 19; vgl. auch Abb. 7. Abb. 7 zeigt für $E_1/E_2 = 1$ eine Randspannung $\sigma_t = -3,16 p$ und das außerordentlich schnelle Abklingen dieser Zugspannung im Fall der homogenen Anisotropie. Wird diese Anisotropie durch Schichten verschiedener Elastizität hervorgerufen, die bei Verschiebungen gegeneinander erfahrung, dann gilt für die Randspannung der härteren Schicht Gl. (2.08) bzw. (2.11). Für beispielsweise $h_{II}/h_I = a = 0,1$ und $E_{II}/E_I = \beta = 0,1$ (wofür $E_2/E_1 = 0,1$) ergibt sich als Randspannung $\sigma_t = -3,5 p$. Diese Spannung fällt ebenfalls nach dem Gesetze der homogenen Anisotropie schnell ab, solange die H

¹⁸ s. Fußn. 11, Gl. (27).

ng zwischen den Schichten nicht überwunden wird (in Abb. 23 kurzgestrichelt eingetragen) ¹⁹.

Im Grenzfall völliger Überwindung der Reibung steigt die Randbeanspruchung annähernd auf den 1,7fachen Wert gegenüber der Vergleich der Gl. (3.23) mit (2.10) erkennen läßt]. Damit tritt in unserem Beispiel in der härteren Randzone nicht I eine Biegezugspannung von $\sigma_z(z=0) = 1,7 \cdot 3,5p = 6,0p$ auf. Diese Biegebeanspruchung klingt aber wesentlich langsamer ab, wie die ausgezogene Linie in Abb. 23 zeigt. Während bei hoher Reibung zwischen den Schichten das Abklingen der Randspannung annähernd proportional der Stollenbreite ist, klingen bei Überwindung der Reibung die Spannungen zusätzlich um so langsamer ab, je dünner die Schichten sind.

Bei sehr dünnen weichen Zwischenlagen ($\alpha \approx 0$) wirken sie als Schmier, ohne eine wesentliche Richtungsabhängigkeit der Elastizität zu bewirken ($E_1 \approx E_2$). Dem entspricht in Abb. 19 die Kurve für $2b/h = 6$, sie wurde im Vergleich in Abb. 23 langgestrichelt übertragen.

d) Verformungen

Prinzipiell gelten die Gl. (3.13) bis (3.15), der Einfluß wechselnden Elastizität der Schichten wird wieder durch

¹⁹ Diese kurzgestrichelte Kurve wurde für einen Kreisquerschnitt berechnet. Wie zuvor erkannt wurde, kommt es, solange allein der vertikale Gebirgsdruck beachtet wird, maßgeblich nur auf die Stollenbreite $2b$, nicht aber auf die Querschnittsform an.

Kurze Technische Berichte

691.82 : 539.415 : 620.176

Scherfestigkeit von Bruchsteinmaterial

Die Ermittlung der Scherfestigkeit grobkörniger Schüttstoffe, wie sie vor allem beim Bau von Staudämmen vorkommen, stößt auf größere Schwierigkeiten, da die üblichen Versuchsgeräte zur Ermittlung der Scherfestigkeit von Böden — direkte Schergeräte und Dreiaxialgeräte — eine Untersuchung solcher grobkörniger Materialien nicht zulassen. Auch über die notwendigen Mindestabmessungen der Untersuchungsgeräte im Verhältnis zu den Korngrößen herrscht noch weitgehende Unklarheit. In bisherigen Untersuchungen waren meist spezielle Einzelversuche, da die Entwicklung von Schergeräten mit großen Abmessungen mit mechanischen Schwierigkeiten verbunden und vorerst noch für Routine-Untersuchung finanziell nicht tragbar ist [1]. Auf eine Untersuchung solcher grobkörniger Stoffe kann bei dem Einfluß der Scherfestigkeitswerte auf Böschungsneigung und die Sicherheit und damit auf die Kosten, vor allem bei größeren Bauvorhaben, nicht verzichtet werden. Das US Bureau of Reclamation benutzt bei seinen Versuchen einen Reibungswinkel von 35° , der aus Beobachtungen an natürlichen Böschungen resultiert. Dieser Wert dürfte jedoch nur für locker gelagertes Material an der Oberfläche zutreffend sein, das sich beim Kippen ohne Verdichtung durch das Abrollen der Steine unter diesem Winkel abgelagert. Der wirkliche Reibungswinkel kann ermittelt werden, indem das Material am Böschungsfuß vorsichtig entfernt wird, was wegen der Materialgröße im Großverbrauch erfolgen muß, um die Bogenwirkung zu vermeiden. Es läßt sich so zeigen, daß beträchtliche Unterschiede gegenüber dem erwähnten Ruhewinkel ermittelt werden.

Am Imperial College der Universität London wurden eine Reihe von Versuchen an gebrochenem Granit verschiedenster Korngrößen zur Ermittlung der notwendigen Gerabmessungen durchgeführt. Die Versuche wurden in direkten Schergeräten von 6×6 cm und $30,5 \times 30,5$ cm Probenabmessungen und im Dreiaxialgerät mit 10 cm Probendurchmesser ausgeführt. Die Versuche zeigten, daß im direkten Schergerät die Korngröße $1/40$ der Probenabmessung nicht überschreiten soll, eine Verfälschung der Ergebnisse zu vermeiden. Wird abgerundetes Material verwandt, so sind in geringem Maße größere Fehler zulässig, ohne daß das Ergebnis verfälscht wird. Das interessanteste Ergebnis ist jedoch, daß bei Auftragung im halblogarithmischen System der Reibungswinkel linear mit der Korngröße ansteigt, so daß sich z. B. bei Extrapolation für den locker gelagerten Granitbruch, mit dem die Versuche durchgeführt wurden, bei 75 mm Korngröße ein Reibungswinkel von

den Faktor c Gl. (3.26) beschrieben, mit dem λ zu multiplizieren ist. Damit berechnet sich an Stelle der Gl. (3.21) der Ausdruck

$$\Delta 2a = - \frac{p}{E_1} \left[2a + 1,15 \frac{(2b)^2}{c h_1} \right]. \quad (3.27)$$

E_1 ist der resultierende Elastizitätsmodul in vertikaler Richtung. h_1 ist die Höhe der Schichttype I und c der nach Gl. (3.26) von den Elastizitäts- und Abmessungsverhältnissen bestimmte Faktor.

Weiche Lagen der Höhe h_{11} zwischen den horizontalen Schichten h_1 vermindern den resultierenden Elastizitätsmodul E_1 in vertikaler Richtung gemäß Gl. (2.01). Dieser Einfluß im Sinne einer größeren Vertikalverformung wird teilweise durch den Faktor c im Nenner des zweiten Ausdruckes der Klammer der Gl. (3.27) wieder aufgehoben, da für $\beta \ll 1$ c immer > 1 ist. Abb. 20 zeigt die zusätzliche Vertikalverformung infolge des Ausbruches eines Stollens [2. Glied in der eckigen Klammer von Gl. (3.27)] bezogen auf die Stollenbreite und übrigen Einflußgrößen.

Über die horizontalen Verformungen des Stollens bei einer horizontalen Schichtung läßt sich schwer etwas aussagen. Bei einer ungleichmäßigen Längsverschiebung der Schichten gegeneinander infolge des horizontalen Gebirgsdruckes sind diese Messungen theoretisch nur mit Vorsicht zu verwerten.

42° , bei 300 mm ein solcher von 43° ergibt (Abb. 1). Die Erklärung hierfür kann in einem vom Normaldruck unabhängigen,

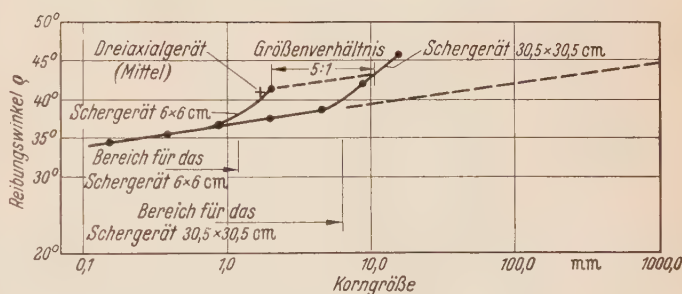


Abb. 1. Reibungswinkel für locker gelagerten, gebrochenen Granit. Ergebnis der direkten Scherversuche bei einer Normallast von 3 kg/cm^2 unter Wasser und konstantem Trockenraumgewicht.

mit der Korngröße zunehmenden größeren Scherwiderstand ineinander verzahnter Körper gesucht werden.

Da Versuche im direkten Schergerät wie bekannt eine Anzahl Mängel, wie Veränderung der Scherfläche beim Versuch, unklare Spannungsverhältnisse für die Normal- und Scherspannungen in der Scherfläche, verschiedene Bruchzonen usw., aufweisen, wurden mit einer Körnung Vergleichsversuche mit dem Dreiaxialgerät gefahren, die um mehr als 3° höhere Ergebnisse brachten. Eine Erklärung hierfür findet sich in der unterschiedlichen Volumenänderung beim Abscheren in den beiden Versuchsarten. Bei gleichem lockeren Einbau tritt bei Dreiaxialversuchen eine erhebliche Volumenverringern und damit eine Verfestigung vor dem Bruch ein, während dies beim direkten Scherversuch in der Scherbüchse nicht der Fall ist. Daher sind beim Bruch trotz gleichen Einbaues unterschiedliche Lagerungsverhältnisse vorhanden. Die verschiedenen Spannungsbedingungen beim Dreiaxial- und direkten Scherversuch, die bisher wohl aus der Tatsache, daß Unterschiede für geringe Werte von ϕ weniger deutlich werden, nur selten beachtet wurden, können dazu führen, daß für große Reibungswinkel bei gleichen Normalspannungen in der Bruchebene das σ_1 im Dreiaxialgerät fast doppelt so groß ist wie im Schergerät. Da die wirklichen Spannungsbedingungen in der Scherbüchse unbekannt sind, ist auch σ_1 nur annähernd bekannt. Tatsächlich hängt im Schergerät die Lagerungsdichte von σ_n ab, wodurch die Unterschiede in der Lagerungsdichte beim Bruch noch stärker hervortreten (Abb. 2).

Die Spannungsverhältnisse bei Versuchen stimmen selten mit denen am Bauwerk überein. Abb. 3 zeigt die Spannungsverhältnisse für den aktiven und passiven Zustand in einer Böschung 1 : 2. OZ ist die Normalspannung $\gamma \cdot t \cdot \cos \alpha$ auf einer Ebene parallel zur Böschung, OB und OC sind die Hauptspannungen

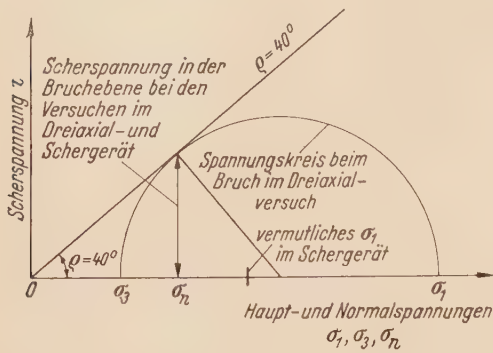


Abb. 2. Spannungsverhältnisse beim Bruch im Scherversuch.

und OK die Normalspannung in der Bruchfläche. Normalerweise wird der Aktiv- oder Passivdruck durch $\gamma \cdot t$ und ϱ ausgedrückt, ohne σ_1 zu berücksichtigen. Da σ_1 , wie aus dem Diagramm ohne weiteres ersichtlich, für den aktiven und passiven Zustand

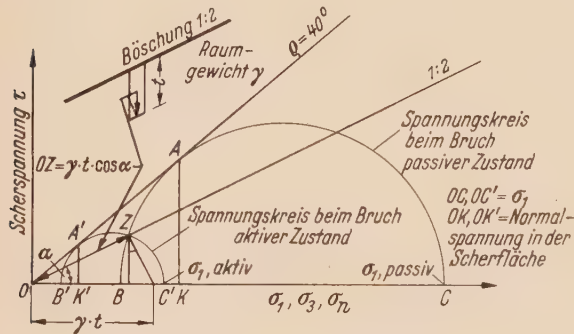


Abb. 3. Spannungsverhältnisse in einer Böschung 1 : 2. Aktiver und passiver Zustand.

stark unterschiedlich ist, verändert sich für den Versuch auch die Lagerungsdichte beim Bruch entsprechend und damit ϱ .

Das bedeutet für die Praxis, daß bei Konstruktionen, die für den Erdwiderstand bemessen werden, wie Böschungsfüße, Widerlager, Verankerungen usw., das auf $\gamma \cdot t$ bezogene σ_1 dem auf σ_n bezogenen σ_1 des Dreiaxialversuches entspricht und die hiermit ermittelten Bodenbeiwerte verwendet werden können. Bei Erddruckproblemen, wie bei Stützmauern, Behältern, Tunnelbauten und Böschungen wird σ_1 bezogen auf $\gamma \cdot t$ nicht annähernd so hoch sein wie das auf σ_n des Dreiaxialversuches bezogene σ_1 . Es entspricht jedoch der im direkten Schergerät für die Bruchwerte maßgebende Spannung, so daß die hiermit ermittelten Werte, trotz aller Unklarheiten, für diesen Fall zutreffendere Ergebnisse liefern dürften.

Bei Schüttungen können die Spannungen erst ermittelt werden, wenn der Reibungswinkel bekannt ist, und dieser hängt in gewissen Grenzen wieder davon ab, ob passive oder aktive Spannungsverhältnisse vorliegen. Da geringe Änderungen des Reibungswinkels große Veränderungen der passiven Kräfte hervorruft, ist zu ersehen, wie wichtig eine zutreffende und genaue Versuchsdurchführung für größere Materialien ist.

Blee und Riegel [13] veröffentlichten die Ergebnisse von Scherversuchen mit Sandstein, wobei Korngrößen zwischen 150 und 300 mm verwandt wurden. Das Schergerät hatte eine Fläche von $2,85 \times 2,85$ m und als Reibungswinkel wurde 45° gefunden. Sie stellten fest, daß einige Steine durchgeschert wurden und damit wohl auch den Scherwiderstand erhöht haben. Unter Beachtung der vorstehend gefundenen Ergebnisse hätte die Maximalgröße der Körner 75 mm betragen dürfen und ist ein Beispiel für die Schwierigkeit der Ermittlung der zutreffenden Scherwerte. [Nach Lewis (1955) — Shear Strength of Rock Fill. New Zealand Engineering, Vol. 80, S. 388.]

Literatur:

1. Schultze — Large Scale Shear Tests. Proc. Intern. Conf. Mech. 1 (1957), S. 193.
2. Collorio — Die neuen Talsperrendämme im Harz. Bau-technik 14 (1936), S. 707.
3. Leussink — Versuche über die Formänderung von großen Bodenkörpern in ungestörter Lagerung bei Scherbeanspruchung. Abhandlungen über Bodenmechanik und Grundbau, Berlin - Bielefeldtmold 1948, S. 72.
4. Breth — Die Bedeutung der hochwertigen Verdichtungsrolliger Schüttmassen für den Staudambau. Wasserwirtschaft (1951/52), S. 367.
5. Nonveiller — Shear Strength of Coarse-grained Cohesive Materials. Proceedings of Yugoslav Society of Soil Mechanics Foundation Engineering, (1954), Nr. 2, S. 12.
6. Thorfinnson — A large Soil Field Shear Test on a Benite Seam. P. A. S. C. E. 80, (1954), Nr. 549.
7. Breth — Erdbeton für Staudämme. Baumaschine und Bautechnik 2 (1955), S. 313.
8. Breth — Einige Bemerkungen über die Standsicherheit Dämmen und Böschungen. Bautechnik 33, (1956), S. 9.
9. Bishop-Eldin — Undrained Triaxial Tests on Saturated Sands and Their Significance in the General Theory of Soil Strength. Geotechnique 2 (1950), S. 13.
10. Glynn — Application of Triaxial Compression Tests Stability Analysis of Rolled Fill Earth Dams. Proc. Int. Conf. Mech. 3 (1948), S. 117.
11. Walker-Holtz — Control of Embankment Material Laboratory Testing. P.A.S.C.E. 77 (1952), Nr. 108.
12. Lewis — The Sloping Core Principle for Earth and Rock Dams. Thesis, London University (1953).
13. Blee-Riegel — Rockfill Dams. 4th Congr. Large Dams (1951), S. 189.

Dipl.-Ing. G. Coesfeld, Aachen

DK 624.131.37 : 624.131.53/.54 : 624.131.2 (481)

Standsicherheitsuntersuchungen
an einigen natürlichen Böschungen
in norwegischen Tonböden

Standsicherheitsuntersuchungen von natürlichen Böschungen in Ton werden nur dann den wirklichen Verhältnissen entsprechende Ergebnisse liefern, wenn es gelingt, die wahre Scherfestigkeit zu bestimmen. Bjerrum und Kjaernsli haben in ihrer Benützung der klassischen Gleitkreistheorie eine größere Zahl von standsicheren oder abgerutschten Böschungen in norwegischen Tonen nachgerechnet und hieran kritische Betrachtungen über Scherfestigkeitsbeiwerte geknüpft, die bei ähnlichen Untersuchungen zugrunde gelegt werden sollten. Überlegungen gelten für die Dauerstandfestigkeit von natürlichen Böschungen, d. h. solchen, in denen sich bereits natürlicher Gleichgewichtszustand im Porenwasser eingestellt hat. Dann ergeben sich Porenwasserspannungen, die nur vom Grundwasser abhängen und verhältnismäßig geringfügigen Schwankungen unterworfen sind.

Bekanntlich gibt es zwei Möglichkeiten, die Scherfestigkeit von gesättigten Tonen zu bestimmen. Einmal kann sie an gestörten Bodenproben im schnellen Scherversuch durch Zylinderdruckversuch oder mit einer Flügelsonde im Gelände ermittelt werden. Das Hauptmerkmal dieser Versuche besteht darin, daß der Bruch des Bodens ohne eine Änderung des Wassergehalts erreicht wird. Wird die so erhaltene Scherfestigkeit in eine Standsicherheitsberechnung eingeführt, so spricht man von $\varrho = 0$ -Analyse, die wegen ihrer Einfachheit weitgehend angewandt wird.

Die zweite Möglichkeit, die Scherfestigkeit von Ton auszudrücken, ergibt sich aus der Tatsache, daß die Scherfestigkeit keine Konstante, sondern eine Funktion der Auflast ist. Nach dem erweiterten Coulombschen Reibungsgesetz ist $\tau = c + (\sigma - u) \operatorname{tg} \varrho$,

- worin
- τ = Scherfestigkeit
 - c = scheinbare Kohäsion
 - σ = Normalspannung
 - u = Porenwasserspannung
 - ϱ = Reibungswinkel
 - $\sigma - u$ = wirksame Normalspannung.

Die Beiwerte c und ϱ ergeben sich aus dem langsamen oder schnellen dreiaxialen Druckversuch mit Messungen

Abbildung 1. Dauerstandfestigkeit von natürlichen Böschungen in normal konsolidiertem Ton bei Berechnung nach der $\varrho = 0$ -Analyse.

Standfeste Böschungen

Ort	Kennwerte des Tons					Sicherheitsfaktor aus $\varrho = 0$ -Analyse	Quelle
	w	w_L	w_P	I_P	$\frac{w - w_P}{w_L - w_P}$		
ammen, ge- teltetes Profil.	33	35	21	14	0,90	0,70	N. G. I. *
kklandet A	28	25	18	7	1,43	0,75	"
kklandet B	30	25	18	7	1,72	0,65	"
kklandet C	28	21	15	6	2,17	0,65	"
rrregaard	18	18	11	7	1,00	0,85	"
ensaker	38	35	22	13	1,23	0,80	"
esheim	—	—	—	—	—	1,00	"
ergen	31	28	8	20	1,15	1,00	"
llaug	30	30	20	10	1,00	1,00	"

Rutschungen

ve	—	—	—	—	—	0,80	Cadling/Oden- stad, 1950
ankedal	55	60	25	35	0,85	0,85	Cadling/Oden- stad, 1950
ammen	31	30	10	11	1,09	0,60	N. G. I.
u Brink cut	53	55	29	26	0,92	1,02	Skempton 1945

* Norwegisches Geotechnisches Institut.

Es bedeutet: I_L = Fließindex

w = natürlicher Wassergehalt

w_P = Wassergehalt an der Ausrollgrenze

w_L = Wassergehalt an der Fließgrenze

$I_P = \frac{w - w_P}{w_L - w_P}$

Tabelle 2.

Rutschungen in natürlichen Böschungen bei Berechnung nach der $\varrho = 0$ -Analyse.

Überkonsolidierte, rissige Tone.

Ort	Art der Böschung	Kennwerte des Tons					Sicherheitsfaktor aus $\varrho = 0$ -Analyse	Quelle
		w	w_L	w_P	I_P	$\frac{w - w_P}{w_L - w_P}$		
ddington	Einschnitt	14	65	27	38	—0,34	20	Cassel 1948
ok Norton	Einschnitt	22	63	33	30	—0,36	8	Cassel 1948
elkestone	nat. Bösch.	20	65	28	37	—0,22	14	Toms 1953
llavington	Einschnitt	19	57	24	33	—0,18	21	Cassel 1948
em, Virginia	Einschnitt	24	57	27	30	—0,10	3,2	Larew 1952
ulthamstow	Einschnitt	—	—	—	—	—	3,8	Skempton 1942
enoaks	Einschnitt	—	—	—	—	—	5	Toms 1948
ekfield	nat. Bösch.	20	45	20	25	0,00	4	Henkel/Skemp. ton 1955
rk Village	Einschnitt	30	86	30	56	0,00	4	Skempton 1948
asal Green	Einschnitt	28	81	28	53	0,00	3,8	Skempton 1948
ill Lane	Einschnitt	—	—	—	—	—	3,1	Skempton 1948
arpaw, Canada	nat. Bösch.	28	110	20	90	0,09	6,3	Petterson 1952
glish Indiana	Einschnitt	24	50	20	30	0,13	5,0	Larew 1952
62, Indiana	Einschnitt	37	91	25	66	0,19	1,9	Larew 1952

Überkonsolidierte Tone.

Ort	Art der Böschung	Kennwerte des Tons					Sicherheitsfaktor aus $\varrho = 0$ -Analyse	Quelle
		w	w_L	w_P	I_P	$\frac{w - w_P}{w_L - w_P}$		
memouth	nat. Bösch.	—	—	—	—	—	1,6	Imp. College
nkton, N. Z.	Einschnitt	43	62	35	27	0,20	1,0	Murphy 1951
galen	Einschnitt	31	36	18	18	0,72	1,01	N. G. I.

Normalkonsolidierte Tone.

ankedal	nat. Bösch.	55	60	25	35	0,85	0,85	Cadling/Oden- stad 1950
e	nat. Bösch.	—	—	—	—	—	0,80	Cadling/Oden- stad 1950
u Brink cut	Einschnitt	63	55	29	26	1,02	1,02	Skempton 1945
ammen	nat. Bösch.	31	30	19	11	1,09	0,60	N. G. I.

Porenwasserdrucks. In beiden Fällen wird die Scherfestigkeit durch die wirksamen Spannungen bestimmt, die auf die Probe im Augenblick des Bruches wirken. Wenn bei Standsicherheitsuntersuchungen die Scherfestigkeit getrennt nach Haftfestigkeits- und Reibungsanteil in die Berechnung eingeführt wird, so ist das eine $c\varrho$ -Analyse.

Die Anwendbarkeit der beiden verschiedenen Analysen läßt sich dadurch überprüfen, daß der Standsicherheitsfaktor bei der Nachrechnung von Rutschungen unter 1 und von standfesten Böschungen über 1 liegen muß.

Die $\varrho = 0$ -Analyse wurde in Schweden bereits 1916 entwickelt. Seitdem wurde sie weitgehend in Skandinavien und in den letzten 20 Jahren auch in anderen Ländern angewandt, vor allem wohl deshalb, weil sie, wie verschiedentlich nachgewiesen wurde, bei der Berechnung der Tragfähigkeit von Fundamenten, Aufschüttungen auf Ton, Standsicherheit von Baugruben u.ä. Gültigkeit besitzt. Skempton hat jedoch 1954 darauf hingewiesen, daß die $\varrho = 0$ -Analyse zur Berechnung der Dauerstandfestigkeit von natürlichen Böschungen nicht zweckmäßig ist. Durch Untersuchungen an gerutschten und standfesten Böschungen soll ein weiterer Versuch unternommen werden, die Brauchbarkeit dieser Berechnungsmethode auf natürliche Böschungen zu klären.

Die Ergebnisse der außerordentlich sorgfältig durchgeführten Arbeiten zeigt Tab. 1, die die Sicherheitsfaktoren enthält, die mit Hilfe der $\varrho = 0$ -Analyse berechnet wurden.

Die Werte der Tab. 1 lassen klar erkennen, daß Standsicherheitsberechnungen, die auf der $\varrho = 0$ -Analyse basieren, zu niedrige Sicherheitsfaktoren ergeben und somit für natürliche Böschungen in normal konsolidiertem Ton unzuverlässig sind.

Früher wurde bereits nachgewiesen, daß mit der $\varrho = 0$ -Analyse in überkonsolidierten Tonen zu hohe Sicherheiten ermittelt werden (Skempton 1948, Henkel und Skempton 1955 und Bjerum 1955).

In Tab. 2 sind daher Untersuchungen an Rutschungen in natürlichen Böschungen zusammengefaßt und nach dem Fließindex geordnet. Je nach der geologischen Beschaffenheit wurden die Tone in 3 Gruppen eingeteilt.

Die Sicherheitsfaktoren der Tab. 2 machen deutlich, daß es aussichtslos ist, die Dauerstandfestigkeit mit der $\varrho = 0$ -Analyse zu bestimmen, da bei steifen Tonen die Sicherheit bis zum 20fachen überschätzt wird, während sie bei den weichen Tonen zu gering ausfällt.

Es liegt daher nahe, die $c\varrho$ -Analyse bei Böschungsuntersuchungen zu verwenden. Die Schwierigkeiten, c und ϱ aus ungestörten Bodenproben zuverlässig zu bestimmen, haben die Anwendung dieses Berechnungsverfahrens jedoch bis vor 5 Jahren auf einige wenige Beispiele beschränkt. Inzwischen ist jedoch die Versuchstechnik so weit vorangeschritten, daß es schon zur Routinearbeit gezählt werden kann, c und ϱ im Laboratorium zu ermitteln. Damit ist auch der Anwendungsbereich der $c\varrho$ -Analyse gewachsen.

Tab. 3 zeigt die Ergebnisse einiger Standsicherheitsuntersuchungen, bei denen mit $c\varrho$ -Analyse gearbeitet wurde.

Soweit man es nach den sorgfältigen Untersuchungen der 3 Rutschungen beurteilen kann, scheint die $c\varrho$ -Analyse befriedigende Ergebnisse zur Berechnung der Dauerstandfestigkeit von Böschungen in normal konsolidierten und überkonsolidierten, nichttrissigen Tonen zu ermöglichen. Das gleiche gilt für überkonsolidierte, rissige Tone, so daß es zweckmäßig ist, zur Berechnung der Dauerstandfestigkeit von natürlichen Böschungen für alle Tonböden die $c\varrho$ -Analyse zu verwenden.

Tabelle 3. Dauerstandfestigkeit von natürlichen Böschungen in normalkonsolidierten und überkonsolidierten nichttrissigen Tönen bei Untersuchung nach der $\rho=0$ -Analyse und der $c\rho$ -Analyse. Standfeste Böschungen.

Ort	Kennwerte des Tons					Sicherheitsfaktor aus		Quelle
	w	w_L	w_P	l_P	$w - w_P$ $w_L - w_P$	$\varrho - 0$	$c \varrho$	
						Analyse	Analyse	
Drammen, ge- mittelt.es Profil	33	35	31	14	0,90	0,70	1,25	N. G. I.
Bakklandet A	28	25	18	7	1,43	0,75	1,85	N. G. I.
Bakklandet B	30	25	18	7	1,72	0,65	1,45	N. G. I.
Bakklandet C	28	21	15	6	2,17	2,65	2,05	N. G. I.
Borregaard	18	18	11	7	1,00	0,85	1,25	N. G. I.
Rutschungen								
Lodalen	31	36	18	18	0,72	1,01	1,05	Sevaldson 1956
Drammen	31	30	19	11	1,09	0,60	1,15	N. G. I.
Eau Brink cut	53	55	29	26	0,92	1,02	1,02	Skempton 1945

[Nach Bjerrum u. Kjaernsli, Analysis of the Stability of some Norwegian Natural Clay Slopes, Géotechnique (1957) Bd. VII, S. 1.]
E. Menzenbach, Aachen.

DK 627.418 : 624.154.1 : 624.155.33 (44)
Neuartige Bauweise im Wasserbau

Eine neue und interessante Ausführung von Uferschutzwerken ist in Frankreich versucht worden, welche die Verwendung zylindrischer Bauelemente von der Höhe des Uferschutzwerkes vorsieht. Diese Zylinder bestehen aus dünnem Blech, das außen oder beiderseits mit isolierenden Kunststoffbahnen belegt ist und dadurch rosticher wird. Manche Kunststoffe können bekanntlich leicht geschweißt werden und sind verhältnismäßig abriebfest. Solche oben und unten offene Hohlzylinder werden mit örtlich vorhandenem nichtbindigem Material gefüllt, und zwar sowohl trocken wie auch im Spülverfahren. Die gefüllten Zylinder wirken durch ihr Gewicht und ihre Form. Die gegenüber den großen Spundwandzellen beträchtliche Verminderung des Durchmessers dieser Zylinder hat zu außergewöhnlich schwachen Blechstärken geführt: nur 1/2 mm errechnet man bei 10 m hohen Zylindern von 2 m Durchmesser. Bei diesen schwachen Blechstärken sollte man örtliche Einbeulungen bei Außendruck befürchten. Um diese zu vermeiden, bedarf es der größtmöglichen Setzung der Füllung. Nach der Silotheorie vergrößert sich der Seitendruck bekanntlich nicht mehr bei Tiefen über dem doppelten Zellendurchmesser, mit anderen Worten, das Gewicht der Füllung hängt dann an der Zellenwand durch Reibung und Gewölbebildung.

Wenn man diese Wirkung vermeiden wollte, mußte man die Reibung auf ein Minimum reduzieren, was dadurch geschah, daß man zwischen Füllgut und Wand eine Lage senkrecht zur Zylinderachse gewelltes Material, (Wellblech mit nur 3–4 mm Wellung) einschaltete. Man konstatierte dann im Gefolge der Setzung eine Verquetschung der Wellung, wobei nur eine Reibung Blech gegen Blech eintritt, die mit 0,15 statt mit 0,75 bei Sand anzusetzen ist. Die max. Setzung dieser Sandfüllung wird erreicht, wenn $D > 0,15 H$, wobei man dann sicher sein kann, daß der Druck der Füllung proportional der Tiefe zunimmt, womit Einbeulungen örtlicher Natur und Gesamtverformungen des Zylinders nur in sehr begrenztem Umfange eintreten können. Um ein Ausfließen des Füllgutes aus den Zylindern zu verhindern, muß die untere Schicht der Füllung Filtereigenschaft besitzen, d. h., zunächst füllt man solche Körnung ein, die nicht durch den etwaigen Spalt zwischen Zylindermantel und Untergrund entweichen kann und staffelt die Körnung nach oben entsprechend den Hohlräumen der unteren Schichten. Man kann natürlich auch durch Beton oder Bitumen die untere Schicht verfestigen, muß dann jedoch durch besondere Maßnahmen für einen Ausgleich der Wasserfüllung sorgen, um hydraulischen Überdruck im Innern des Zylinders zu vermeiden. Schließlich kann man unten auch einen inneren Zylinder aus Drahtgeflecht mit Boden einsetzen, der jede Abwanderung des Füllgutes verhindert.

Durch Umschnürung kann eine Gruppe der Zylinder zusammengehalten werden, ggf. kann eine Dichtung der sich in Mantellinien berührenden Zylinder durch Gummibänder nach Art einer Kalfaterung bei NW angebracht werden. Der Fuß einer Zylindergruppe wird durch Sohlenreibung gehalten, und die Biegesteifigkeit der einzelnen Zylinder ist so groß, daß

eine obere Umschnürung völlig ausreicht, um je Deformation zu verhindern.

Der Einbau einer Gruppe von 4 Zylindern kann in einfachster Weise ähnlich wie das Versetzen einzelner Zylinder bei Blockmolen erfolgen. Beim Einbau läßt man die Zylinder leicht schräg versetzt gegen die vorhergehende Reihe hinuntergleiten und richtet dann zuerst auf dem Grund aus und bringt sie mit Ankerseilen dann auch oben in die richtige Lage. Im Spülverfahren kann mit Transportbändern oder im Spülverfahren vorgenommen werden. Die Zwickel bleiben frei, damit der Wasserstand sich ausgleichen kann.

Versuche mit Modellzylindern $D : H = 5 : 20$ parallel zur Strömung, wobei je 5 Zylinder in einer Gruppe zusammengefaßt waren, ergaben eine gute Stabilität, aber für die letzten drei Gruppen eine leichte Tendenz zum Kippen. Um dieses Risiko zu vermeiden, hat man zwischen die wasserseitigen Zylinder der letzten Gruppen eine schwimmende Plattform angeordnet, die sich in die mit den vorhergehenden Zylindern gebildeten Zwickel einfügt und ein Ausgleiten der Zylinder in den sich berührenden Mantellinien verhindert. Man kann auch durch Einsetzen eines solchen Schirmes die Wellen von den letzten Gruppen ablenken. Außerdem ist durch geneigte Lage dem Kippen entgegenzuwirken, entsprechend dem schrägen Versatz von Böcken. In dieser Anordnung kann man die Zylinder auch einzeln versetzen.

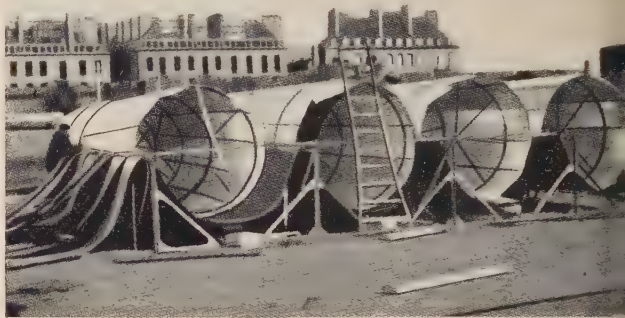


Abb. 1. Herstellung der Zylinder aus 0,3 mm Wellrohr mit 0,5 mm Mantelblech.

Man fand, daß die gleichen Zylinder mit eingelegten waagrecht gewellten inneren Zylindern beim Druck auf die Füllung mehr als die 4fache Last aushielten als ohne die Wellblecheinlage, wobei sich die Füllung um 5 bis 10 % der Zylinderlänge zusammenpressen ließ. (Kleinversuch mit Rohren von 1 mm Blech, 0,20 cm ϕ und 2,00 m Länge mit eingelegten Riffelrohren von 0,3 mm Blech mit 3 mm-Riffel). Nebenbei stellte man fest, daß hierbei der Sand mit 60 kg/cm² beansprucht war, was einer Pfahlbelastung gleichkommt. Man kann also bedingt auch Stahlbetonpfähle auf diese Weise ersetzen.

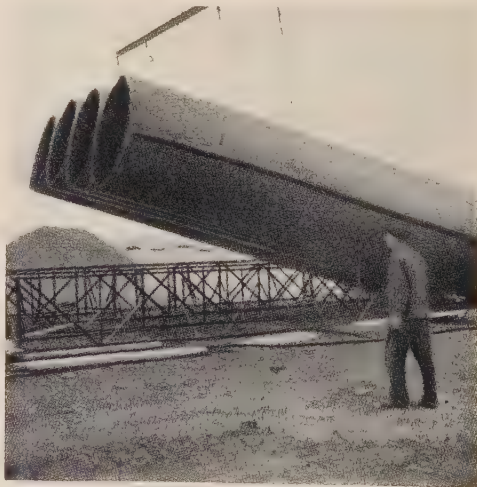


Abb. 2. Anheben einer Gruppe von 4 Zylindern.

Man hat dann die Versuche auf Blechzylinder von 2 m ϕ und 10 m Länge bei 0,5 mm Wandstärke ausgedehnt, bei welchen das Problem der Schweißverbindung der Längs- und Quernähte solch dünner Bleche akut wurde. Es ist dadurch festgestellt, daß man die Ränder des 0,5 mm Bleches zunächst mit 1 mm Blechstreifen durch Punktschweißung verstärkte und dann zwei weitere 1,5 mm Verbindungs-Bleche elektrisch aufschweißte. Schon die mit nur 5 Flacheisenringen ausgesteiften 10 m langen nur 0,3 mm starken gewellten inneren Einzel-Zylinder waren bemerkenswert steif und die ummantelten fertigen Gruppen aus je 4 nebeneinander liegend hergestellten Zylindern ließen sich ohne Schwierigkeiten gemeinsam aufhängen (Abb. 2). Bei den 10 m langen Zylindern hat man die Setzung der Füllung und Wellrohre zwischen 1 und 2 % der Länge beobachtet, als man eine Gruppe von 4 Zylindern auf eine Steinschüttung unter 20 % geneigt stellte. Die in Abb. 3 sichtbaren geringen Verformungen am Fuß der Zylinder sind Knitterungen, die völlig unbedenklich sind.



Abb. 3. Verfüllte Zylinder von 2 m ϕ bei 10 m Höhe.

Zur Prüfung der Quersteifigkeit hat man eine Sperrmauer im Schleusendock von Saint Malo errichtet, wobei man zwischen den letzten Zylinder und der Schleusenwand 1 m Zwischenraum ließ. Die Sperre bestand aus 2 Gruppen von 3 Zylindern, die sich an einen Zylinder von 8 m ϕ anlehnten, der im übrigen die gleiche Weise mit $\frac{1}{2}$ mm Blech hergestellt, aber alle vier durch eine Umschnürung verstärkt war. Beim Versuch konnte die letzte Gruppe der 3 Zylinder im Leerzustand einer Strömung von 2 m/sec. ohne jede Deformation oder Nach-

geben der Stabilität widerstehen. Nach der Füllung mit Sand hat man bei einer Spiegeldifferenz von 2 m noch gute Stabilität festgestellt, jedoch hatte sich die Drahtseilbefestigung am Zylinderkopf gelockert, wodurch eine leichte Verlagerung des Kopfes eingetreten war.

In einer weiteren Versuchsreihe beobachtete man das Verhalten der Zylinder beim Versetzen in einer Strömung, wobei man einen Schutzschild benutzte, der sich gegen die vorhergehende Gruppe lehnte, ohne daß irgendeine Bewegung in dieser Gruppe zu beobachten war. Die Fuge zwischen den einzelnen Zylindergruppen wurde mit Gummistreifen gedichtet. Der Schutzschild ließ nur einen 80 cm breiten Schlitz von der 3-m-Öffnung, in die man eine Gruppe von 2-m- ϕ -Zylindern setzen wollte, bis zur Kammerwand offen. Bei einer Spiegeldifferenz von 0,20 cm wurden die Zylinder erstmalig versetzt, was keine Schwierigkeiten mit sich brachte. Dann hat man diese Gruppe wieder entfernt und die Spiegeldifferenz auf 1 m erhöht. Dabei war die letzte gefüllte Zylindergruppe völlig stabil, trotzdem sich der Strömungsschild mit einem Umsturzmoment von 100 tm auf sie auswirkte.

Man darf also sagen, daß die mit Hilfe des inneren gewellten Zylinders zur Setzung gebrachte Sandfüllung die ganze Gruppe wie einen Monolith wirken läßt.

Anwendungen

Allgemein kann man als erwiesen ansehen, daß bei jedem Gezeitenwechsel in der Stillwasserzeit 2 Gruppen solcher Zylinder vorgebaut werden können, wenn die Füllung der Zellen im gleichen Rhythmus möglich ist, was maschinentechnisch keine Schwierigkeiten macht.

Man kann Sperrdämme, Molen und Fangdämme provisorischer Natur im Vorbau mit diesen Zylindergruppen vorstrecken und dabei durch Schutzschilde jeweils an der Spitze eine Zone ruhigen Wassers schaffen.

Aber auch endgültige Bauwerke lassen sich nach Ansicht der Initiatoren mit dieser Methode verwirklichen, so z. B. Uferschutzbauten an Flüssen und Kanälen, wobei eine etwaige Auskolkung sofort durch das Nachrutschen der Füllung im Wellrohr ausgefüllt würde. Dieser Vorgang erlaubt jederzeit eine exakte Beobachtung, was bei Betonbauten nicht möglich ist. Als Uferschutz gegen lange Wellen kann eine Mauer durch Zylinder verschiedener Höhe zur See hin abgestuft werden, was günstiger ist als eine Schräglage der Zylinder. Umgekehrt wird man bei Ufermauern die kleinen Zylinder nach der Landseite hin anordnen. Dabei hindert nichts, die vorderen Zellen statt mit Sand mit Beton zu verfüllen. Die Einfachheit der Bauweise erlaubt einen großen Arbeitsfortschritt. Korrosion wird durch nichtrostendes Material bzw. eine Kunststoffbekleidung verhindert.

Für die Verankerung durch Umschnürung sind korrosionsfeste Glasfaserseile mit Vinyl-Umschließung zu verwenden. Selbst die Zylinder können aus Polyester-Kunststoff mit Glasfaserverstärkung hergestellt werden, wie neuere Erfahrungen mit diesem gegen Stoß hervorragend widerstandsfähigen Material zeigen. Die leichte Handhabung kompensiert einen großen Teil der Mehrkosten gegenüber Blech mit Rostschutz. Bei diesem Material lassen sich Verbindungen und Deckstreifen z. B. aus Glasfaser sehr leicht aufbringen, indem man Polyester-masse mit einem Katalysator gemeinsam aufspritzt.

Für Pfähle wird das gleiche Verfahren vorgeschlagen, wobei die maximale Verdichtung der Sandfüllung durch die gleitenden inneren Wellrohre ermöglicht und auf bekannte Weise herbeigeführt wird. Um eine gleichmäßige Verdichtung zu erzielen, wird vorgeschlagen, in der Zylinderachse ein aufweitbares Rohr vor der Füllung einzusetzen und dieses nachher mit Preßmörtel aufzuweiten. Der so gewonnene Sandpfahl ist, wie die Kleinversuche gezeigt haben, ebenso hoch zu belasten wie ein Betonquerschnitt.

Soweit der französische Bericht, der neben dem beschreibenden Text eine statische Behandlung des neuen Verfahrens und ein durchgerechnetes Beispiel bringt. Man kann einerseits die französischen Kollegen nur beglückwünschen zu der bemerkenswerten Aufgeschlossenheit der maßgebenden Stellen gegenüber einem solch kühnen Verfahren, das manche Anregung bringt, und darf andererseits mit Recht auf eine erste Ausführung gespannt sein, da für die praktische Anwendung wohl zunächst die unbedingte Gewähr der Unverletzbarkeit der dünnen Hülle durch Reibung der Zylinder gegeneinander, durch Sandschliff, Schiffsstoß bzw. Reibung durch Treibholz usw. gegeben sein muß. Über diese Gefahr ist leider nichts gesagt, sie ist aber für den Bestand des Zylinders ausschlaggebend. Für eine

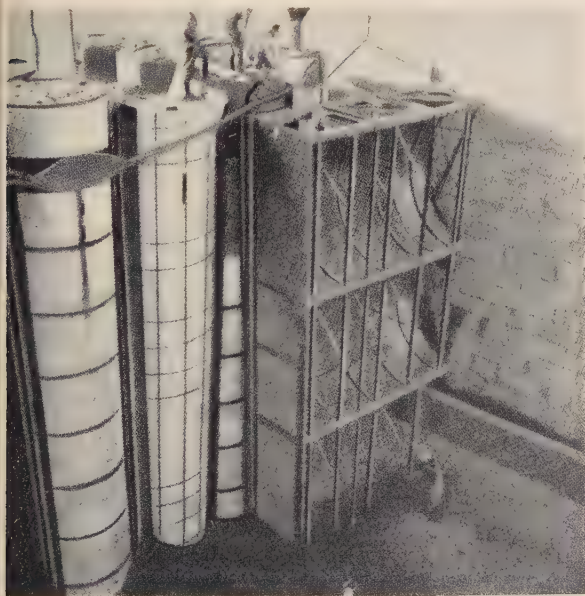


Abb. 4. Schutzschild für den Einbau von Zylindern in einer Strömung.

provisorische Abschirmung, als Ersatz für teure Spundwandzellendämme und im Katastropheneinsatz (Deichbrüche) sowie als Kernstück einer größeren Dammschüttung sind Anwendungen durchaus denkbar. [Nach J. Velut: L'utilisation des membranes dans les ouvrages maritimes et hydrauliques, Travaux 41 (1957) S. 425]]. Dr.-Ing. E. Bachus, Frankfurt/M.-Nied.

DK 627.825.7 (45)

Die Herstellung der Bogenstaumauer
Pieve di Cadore

Bei dem rastlosen Vorwärtsschreiten der Technik unserer Zeit geschieht es nur noch selten, daß nach Fertigstellung eines Bauwerkes die konstruktiven und organisatorischen Probleme zusammenfassend behandelt werden. Eine Ausnahme bildet die Staumauer Pieve di Cadore, für welche von Dr.-Ing. Mario

Pancini die Bauerfahrungen in vorbildlicher Weise gesammelt und ausgewertet wurden.

Die Staumauer Pieve di Cadore der Società Adriatica Eletticità wurde von Dr.-Ing. Carlo Semenza während des letzten Krieges geplant und in den ersten Nachkriegsjahren durch die Mailänder Baufirma Giuseppe Torno & Co. gebaut. Abb. 1 zeigt die allgemeine Anordnung des Bauwerkes und die Baustelleninstallationen.

Es handelt sich bei der Pieve di Cadore-Mauer um eine 112 m hohe Bogenstaumauer, deren Längsschnitt aus Abb. 2 ersichtlich ist. Wie in Abb. 3 angedeutet wird, ist die eigentliche Staumauer nur 60 m hoch. Die zusätzlichen 52 m an Mauerhöhe sind durch die 40 m breite Talschlucht bedingt, welche das Pieve-tal im Bereich der Baustelle aufweist. Es war eine kühne Tat von Semenza, den Querschnitt in der Talschlucht nur unbedeutend zu verstärken.

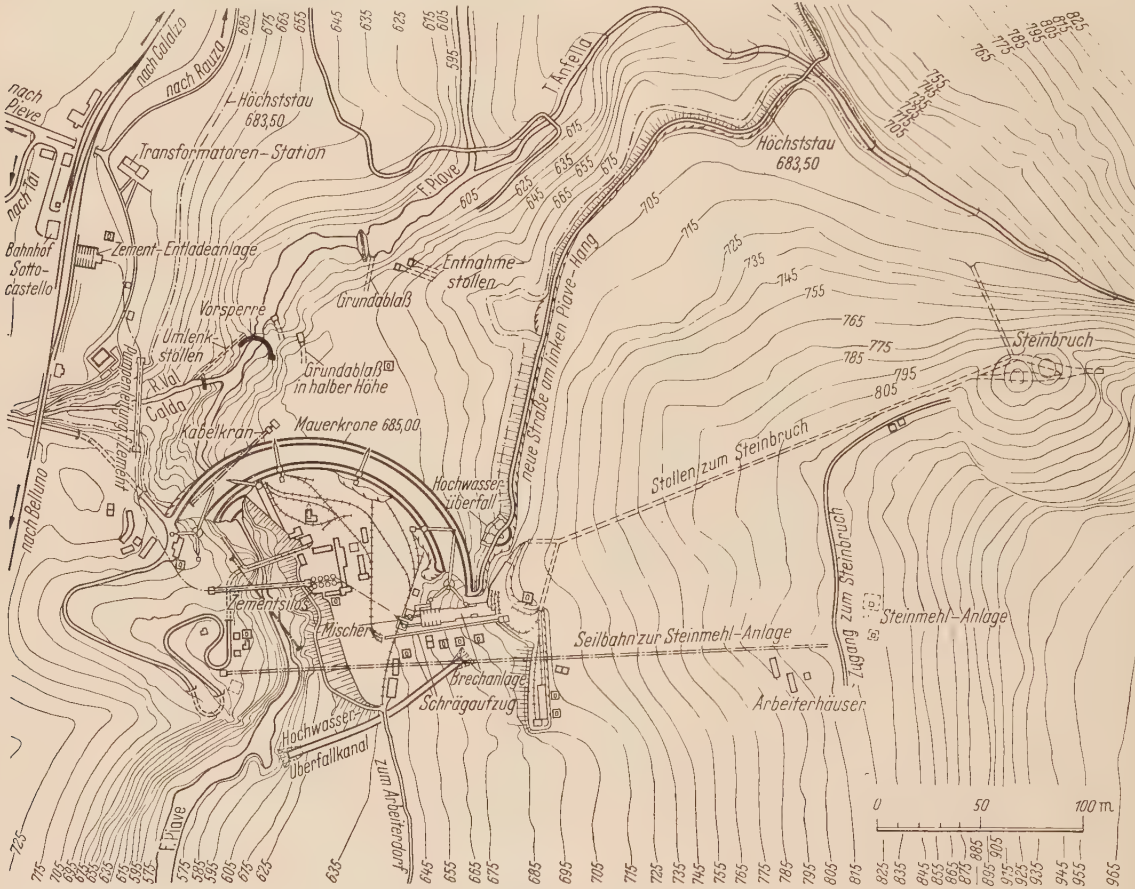


Abb. 1. Lageplan der Baustelle.

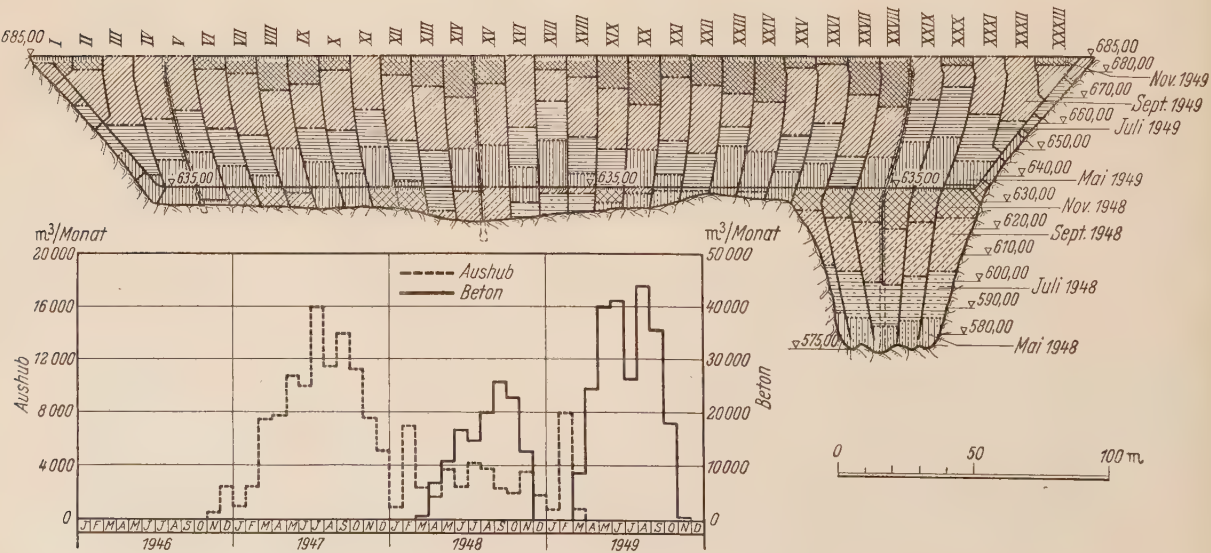


Abb. 2. Längsschnitt der Mauer und Darstellung des zeitlichen Verlaufs des Aushubs und der Betonierung.

b) schlanke Querschnittsgestaltung damit, daß der Elastizitätsmodul des den Gründungsfelsen darstellenden Dolomits bei

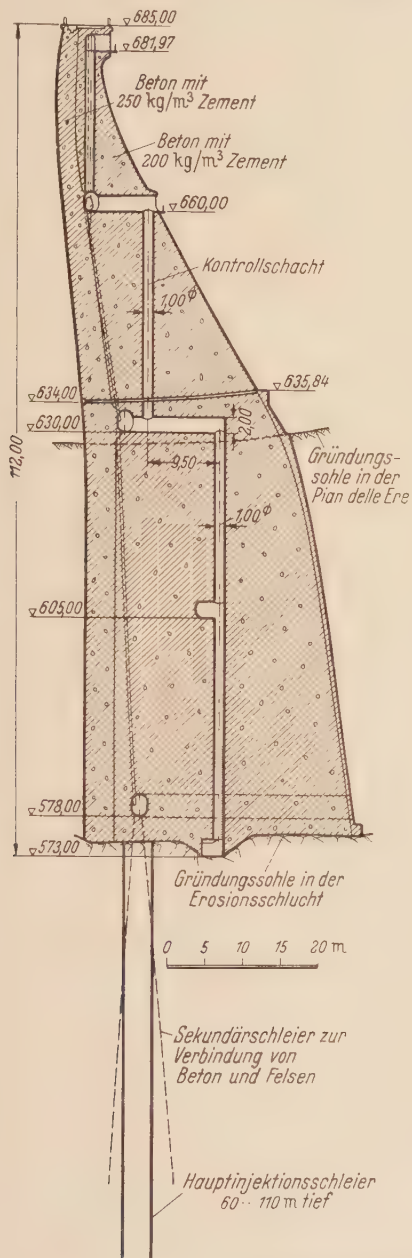


Abb. 3. Mauerquerschnitt im Bereich der Talschlucht.

Einbeziehung der Spalten und Klüfte nicht $400\,000\text{ kg/cm}^2$, sondern nur noch $40\,000\text{ kg/cm}^2$ ist. Diesen Wert stellte er durch Druckversuche mit Dehnungsmessungen in großräumigen Stollen, die eigens für diesen Zweck geschlagen wurden, unmittelbar im Gelände fest. Durch Berücksichtigung des wahren, wesentlich niedriger liegenden Elastizitätsmoduls des Gebirges erwies sich die Bogenstauwand weit elastischer, als wie es durch die Verhältniszahl von 2,8 aus mittlerem Radius und mittlerer Mauerhöhe zum Ausdruck kommt. Die Inbetriebnahme der Stauanlage im Jahre 1949 und die vielfachen seitherigen Füllungen der Talsperre haben die Richtigkeit der Semenzaschen Auffassung in vollem Umfange bestätigt. Darüber hinaus haben auch die zahlreichen an und in der Stauwand durchgeführten Messungen gezeigt, daß trotz der relativ schlanken Querschnittsgestaltung keine das zulässige Maß übersteigenden Spannungen aufgetreten sind.

Der Verlauf der Blockherstellung nach dem Verfahren der satt aneinanderbetonierten Blöcke ist aus Abb. 2 ersichtlich.

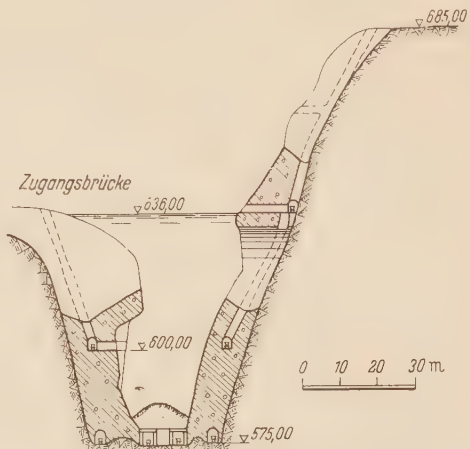


Abb. 4. Ausbruch der Talschlucht.

Besondere Schwierigkeiten bereitete naturgemäß der Aushub in der Talschlucht. Wie Abb. 4 erkennen läßt, wurde am Steilhang der Aushub gleichzeitig vom Gelände und von einem Stollen aus nach unten vorangetrieben, wobei ein Felsgewölbe von etwa 4 m Stärke unterhalb der Kote 636 zunächst stehenblieb. Das auf beiden Hängen anfallende Aushubmaterial wurde mit Hilfe von Schrägschächten in eigens hierfür hergestellten Stollen abgezogen.

Für die Dichtung und Sicherung des Felsens wurden ausgedehnte Einpreßmaßnahmen erforderlich, wie Abb. 5 im einzelnen zeigt. Die Löcher des in Abb. 3 angedeuteten doppelreihigen Hauptinjektionsschleiers sind bei 4 m Abstand 60 und 110 m tief und wurden direkt vom Gründungsfelsen aus gebohrt; lediglich an den beiden Hängen erfolgte das Bohren vom Stollen aus. Später wurde vom Längsstollen noch ein ebenfalls doppelreihiger Sekundärschleier zur Verbindung von Felsen und Beton heruntergebracht (Abb. 3). Die Tabellen 1 und 2 geben einen Überblick über die Ausmaße der Dichtungs- und Verfestigungsinjektionen sowie über die benötigten Zement- und Bentonitmengen.

Sehr bemerkenswert sind die gemachten Erfahrungen über den Einfluß des Bentonits auf die Reichweite der Injektionen.

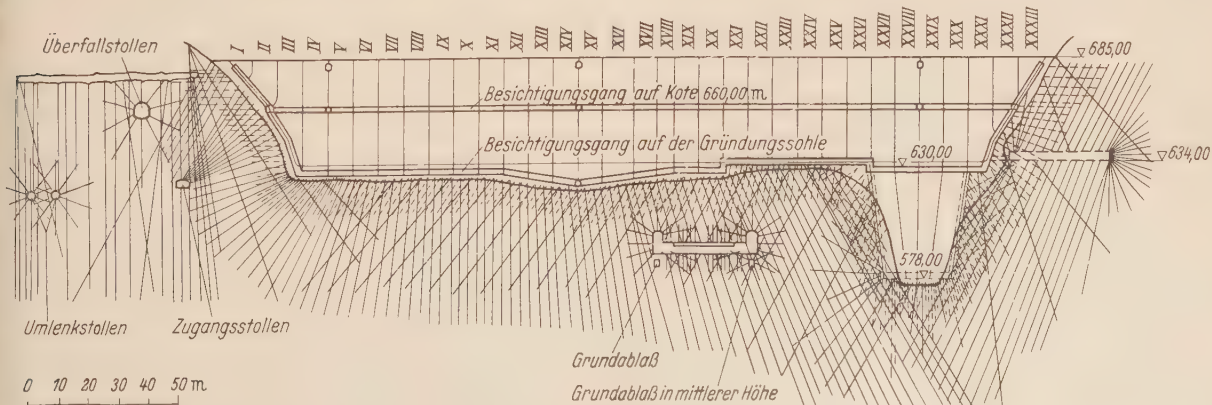


Abb. 5. Schematische Darstellung der Dichtungs- und Festigungsmaßnahmen.

Durch eine Zugabe von 5 Gewichts-% Bentonit zum Zement konnte das durchschnittliche Aufnahmevermögen von 71 kg an Einpreßmaterial/m Loch auf 182 kg gesteigert werden. Diese vorteilhafte Wirkung des Bentonits wurde erst gegen Ende der Arbeiten bekannt und nutzbar gemacht, so daß die Tafeln hinsichtlich des Bentonits kein allgemein gültiges Bild vermitteln.

An Aushub für die Mauer waren 41 000 m³ Abraum und 140 000 m³ Fels zu bewältigen und der Aushub für Stollen-Entnahmeanlagen und Grundablässe belief sich auf weit über 108 000 m³ Fels. Im Steinbruch mußten 32 000 m³ Abraum und 400 000 m³ Fels ausgehoben werden. Hierbei wurde ein Verhältnis von

$$\frac{\text{ausgebrochenem Fels}}{\text{festem Fels}} = 1,8$$

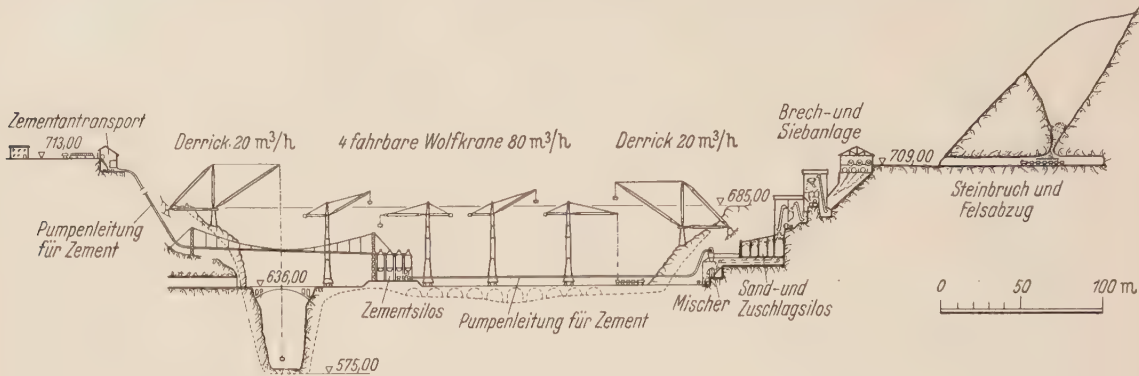


Abb. 6. Baustelleneinrichtung.

Tabelle 1. Dichtungsinjektionen.

	Anzahl der Löcher	Länge m	Zement		Anzahl der Löcher	Länge m	Bentonit	
			t	t/m			kg	kg
1. Homogenisierung	374	2690,90	271,800	0,101	—	—	—	—
2. Hauptschleier	319	21960,23	1524,780	0,069	3	57,60	373	6,0
3. Verbindungsschleier von den Stollen her	284	6459,40	523,100	0,081	43	2500,05	17436	6,0
4. Verbindungsschleier zum linken Hang	40	3495,55	747,900	0,241	40	3495,55	49970	14,0
5. Kontrollbohrungen	16	589,65	136,150	0,231	—	—	—	—
6. Probelöcher im Beobachtungsstollen	5	130,50	27,300	0,209	5	130,50	1419	10,0
7. Grundablässe	124	1262,87	114,600	0,091	—	—	—	—
8. Entnahme	5	25,49	4,200	0,165	—	—	—	—
9. Verschiedenes und Verluste	21	495,80	74,694	0,151	17	433,95	3380	7,0
		37110,30	3424,524	0,0923		6617,45	72578	10,0

Tabelle 2. Verfestigungsinjektionen.

	Anzahl der Löcher	Länge m	Zement		Anzahl der Löcher	Länge m	Bentonit	
			t	t/m			kg	kg
1. Probelöcher im Beobachtungsstollen	33	350,18	109,700	0,313	—	—	—	—
2. Vernähen des Betons mit dem Felsen	566	11900,25	1208,798	0,102	87	2253,45	9318	4,0
3. Grundablässe	—	4816,57	442,350	0,092	—	55,50	216	3,0
4. Entnahme	—	8700,58	431,350	0,049	—	—	—	—
5. Hochwasserüberfall	—	882,55	170,710	0,193	8	112,95	495	4,0
6. Fugenverpressung	—	31715 m²	362,930	0,0124	—	—	967	—
7. Verschiedenes und Verluste	28	506,27	49,150	0,097	13	286,65	1644	5,0
		27156,40	2774,988	0,0888		2708,55	12640	4,0

Bezüglich der Wasserverluste konnte eine bemerkenswerte Selbstdichtung registriert werden, wie die nachfolgende Zusammenstellung zeigt:

Tabelle 3. Wasserverluste.

- 1950 gesamter Wasserverlust 90 l/s,
- 1951 gesamter Wasserverlust 50 l/s,
- 1952 gesamter Wasserverlust 37 l/s,
- 1953 gesamter Wasserverlust 33 l/s,
- 1954 gesamter Wasserverlust 28 l/s.

Die Baustelleninstallation für die Pieve di Cadore-Staumauer ist aus Abb. 6 und die Betonfabrik aus Abb. 7 ersichtlich. Es waren insgesamt 396 000 m³ Beton einzubringen, und zwar

- 280 000 m³ Kernbeton mit 200 kg Zement/m³,
- 82 000 m³ Zusatzbeton mit 300 kg Zement/m³,
- 15 000 m³ Mörtel,
- 19 000 m³ Beton für Stollen, Entnahmeanlagen, Grundablässe usw.

An Schalung waren 84 000 m² erforderlich, was 0,226 m² je m³ Beton entspricht.

festgestellt, ein Verhältnis, das wesentlich höher lag als ursprünglich geschätzte von 1,5. Der Sprengstoffverbrauch ist einzelnen aus Tabelle 4 ersichtlich.

Tabelle 4. Sprengstoffverbrauch.

- Im Vorortbetrieb 1,841 kg/m³ Dynamon,
- für Talaushöhlung 0,740 kg/m³ Dynamon,
- für Aushub 0,471 kg/m³ Dynamon,
- für Steinbruch 0,212 kg/m³ Dynamon.

Die erforderlichen elektrischen Leistungen und der Stromverbrauch können aus Abb 8 abgelesen werden. Tabelle 5 vermittelt einen Überblick über die Maschineninstallation und Betrieb, Material- und Stundenleistungen sowie den theoretischen und tatsächlichen Stromverbrauch, aufgeteilt auf einzelnen Maschinen.

Tabelle 6 zeigt die aufgewendeten Arbeitsstunden einschließlich Werkstattstunden, Bedienung der Maschinen, Betonfabrik und Steinbruchstunden, aufgeteilt nach Aushub, Betonierung, Verwaltung, Injektionen usw. Bezogen auf den m³ Beton ergaben sich die nachfolgenden Stundenaufwendungen:

Tabelle 5.

Maschinenart	Maschinen		Be- triebs- stun- den	Material- durchgang m³	Be- triebs- stun- den pro m³	Mittle- re Stun- denlei- stung m³/h	Größte Stunden- leistung m³/h	Theore- tischer Stromver- brauch kWh	Tatsäch- licher Strom- verbrauch kWh	Stromverbrauch pro m³ Zuschläge kWh/m³	Stromver- brauch pro m³ Beton kWh	
	Anzahl	PS										
Waggonkipper	4	3× 4,4 1× 7,0	8836	250653	0,035	28,367	45 — 54	28381	21125	Zuschläge von 0 . . 120 mm 0,0843 1,0927 0,6494 0,2993	0,0446 0,5782 0,3436 0,1584	
Backenbrecher	3	1× 54,5 2× 57,0	8913		0,036	28,122	126	367940	273878			
Förderer	7	5× 21,0 2× 16,0	14749		0,059	16,995	—	218682	162777			
Warmsiebe	3	3× 19,0	7199		0,029	34,818	—	100786	75020			
Schwingsiebe	12	1× 3,0 4× 3,75 5× 6,0 2× 7,6	29153	196311	0,149	6,734	—	94579	70400	Zuschläge von 0 . . 40 mm 0,3586 0,8648	0,1898 0,4576	
Hammerbrecher	6	6× 30,0	10340		—	—	8 — 9	228088	169778			
Zugeber	18	7× 1,0 9× 2,0 2× 3,0	34968	100480	0,178	5,614	—	56925	42372	Zuschläge von 0 . . 4 mm 0,2158 0,0695	0,1142 0,0368	
Entnahmen	9	9× 58,0	22196		0,221	4,527	10 — 14	946594	704600			
Entwässerungsbänder	4	1× 2,0 1× 4,2 2× 13,6	3975	15000	0,040	25,277	—	9381	6983	Zuschläge von 0 . . 4 mm 0,9485 0,0267	0,5019 0,0141	
Betonanlage	1	1× 17,0	1529		0,100	10,000	10	19113	14227			
Pumpe	1	1× 4,0	183		0,012	—	—	538	400			
								2071007	1541560			

Tabelle 6.

	Reine Arbeits- stunden	Werkstatt- stunden	Bedienung der Maschinen	Beton- fabrik- stunden	Steinbruch- stunden	Insgesamt
Aushub Staumauer	843 678	40 147	105 848	—	—	989 673
Aushub Entnahme	188 187	8 955	23 610	—	—	220 752
Aushub Grundablässe	185 804	8 841	23 311	—	—	217 956
Aushub Hochwasserüberfall	118 092	5 620	14 816	—	—	138 528
Betonierung Staumauer	624 566	688 780	78 358	353 912	962 468	2 708 084
Betonierung Entnahme	118 213	13 132	14 831	6 747	18 350	171 273
Betonierung Grundablässe	89 983	12 022	11 289	2 185	5 944	121 423
Betonierung Hochwasserüberfall	84 255	15 351	10 571	7 889	21 451	139 517
Verhaltung	613 113	4 069	76 921	2 090	5 686	701 879
Entnahmen	550 177	26 181	34 512	—	—	610 870
Unterschiedenes	243 859	10 509	30 594	—	—	284 962
	3 659 927	833 607	424 661	372 823	1 013 899	6 304 917

Tabelle 7. Stundenaufwand/m³ Beton.

Aushub (Abraum und Felsen)	6,4 Stunden/m³,
Betonierung	7,3 Stunden/m³,
Steinbruch	2,5 Stunden/m³,
Betonfabrik	1,0 Stunden/m³,
Betontransport und Einbringen	1,7 Stunden/m³,
Maschinenbedienung	2,1 Stunden/m³,
	7,3 Stunden/m³.

In Tabelle 8 ist schließlich der Stunden-, Material- und Leistungsaufwand den Maschinen- und Transportinstallationen und den geleisteten Arbeiten bzw. dem erstellten Nutzstauraum gruppenweise gegenübergestellt.

Bezüglich der Arbeiterkategorie wurden folgende Anteile erhalten:

- 54,9 % ungelernete Arbeiter,
- 30,5 % gelernte Arbeiter,
- 5,2 % Poliere,
- 5,2 % Monteure,
- 4,2 % Spezialisten.

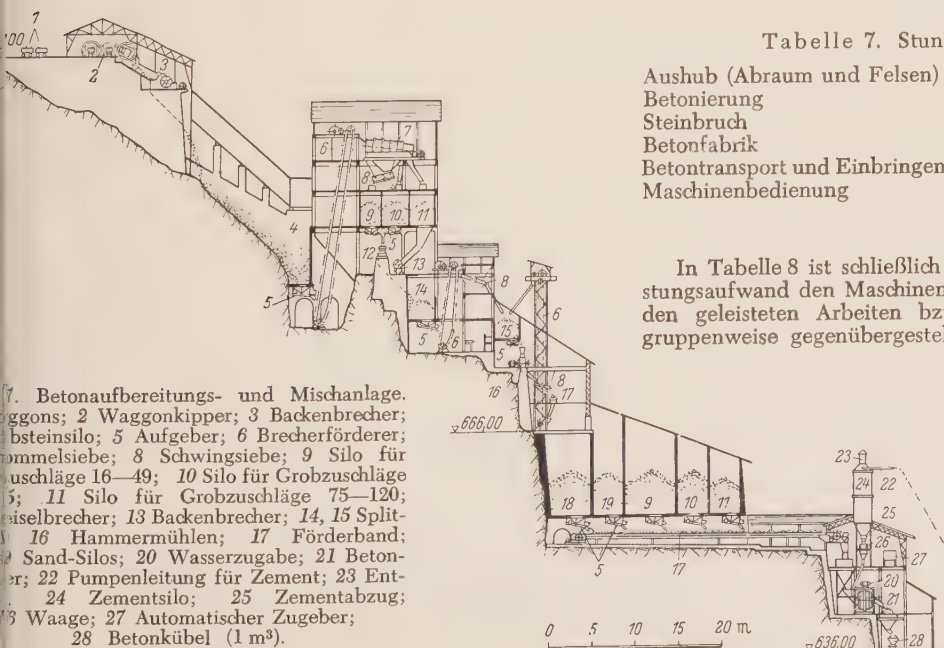


Tabelle 8.

6,3 Mio Arbeitsstunden	3100 kW Maschineninstallation	48 000 m³ Abraum (Mauer)
0,1 Mio t Zement	4000 m Rohre	32 000 m³ Abraum (Steinbruch)
260 t Sprengstoffe	3000 m Gleise	114 000 m³ Aushub (Mauer)
380 t Stahl	Transformatoren 10 000/220 V mit 4200 kVA	108 000 m³ Aushub (Stollen usw.)
10,3 Mio kWh	10 000 m elektrische Leitungen	393 000 m³ Aushub (Steinbruch)
		405 000 m³ Beton
		66 700 m Bohrlochlänge
		32 600 m aufgebohrte Bohrloch- länge
		6 200 t Einpreß-Zement
		64,3 Mio m³ Nutz-Stauraum

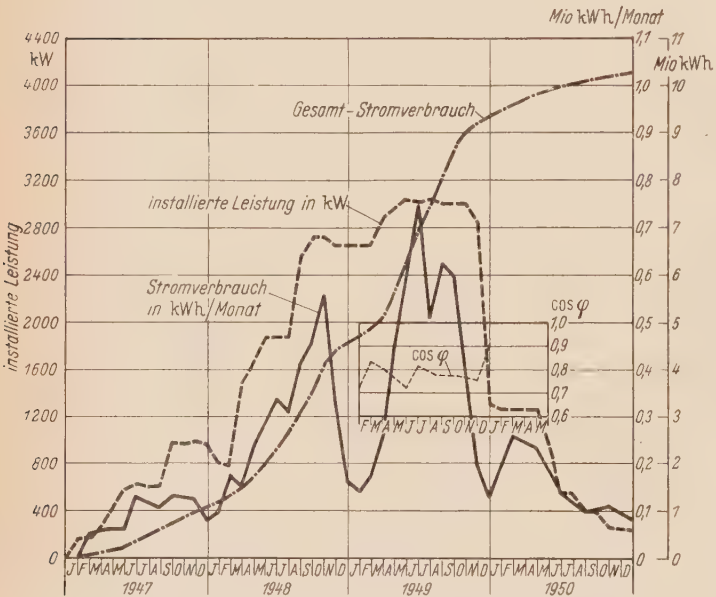


Abb. 8. Stromverbrauch und installierte Leistung während des Baues.

[Nach M. Pancini: Diga di Pieve di Cadore, L'Energia Elettrica 33 (1956) Nr. 1, S. 1—32, ergänzt durch einige das statische Verhalten des Bauwerks betreffende Bemerkungen des Berichters.]

F. Tölke, Stuttgart.

DK 624.137.4 : 624.154.34 : 627.823.46

**Bohrpfahlwand nach dem System
I.C.O.S.-Dr. Veder in Auffüllboden**

**Erfahrungen beim Bau eines Dichtungsriegels
an der Donaustufe Kachlet bei Passau**

1. Allgemeines

Die kurz oberhalb der Stadt Passau liegende Donaustufe Kachlet besteht aus dem Wehr, einem Kraftwerk und zwei Schleppzugschleusen. Die Schleusenanlage ist auf dem linken Flußufer angeordnet und durch einen Damm vom Kraftwerk getrennt. Dieser Trenndamm wird in Höhe des Kraftwerkeinlaufs auf der einen Seite von der Kraftwerksufermauer, auf der anderen von der Leitmauer und dem Oberhauptblock der Südschleuse eingeschlossen. Das oberstromige Ende der beiderseitigen Mauern ist durch einen auf Fels gegründeten Mauerriegel verbunden. Dieser geschlossene Mauerzug sollte eine Durchströmung des Trenndammes vom Ober- zum Unterwasser verhindern (Abb. 1).

Seit einigen Jahren zeigten sich jedoch in der Oberfläche des Trenndammes innerhalb des beschriebenen Bereichs stärkere Setzungen, die zu Schäden an einzelnen Bauwerken sowie

am Pflasterbelag des Kraftwerkshofes und der Schleusenpforten führten. Der Damm bestand dort zum Teil aus gewachsenem Boden, zum Teil war er rd. 4 m hoch aufgeschüttet. Im Bereich der Mauerhinterfüllungen erreichte die Auffüllung eine Höhe von etwa 14 m. Im Verlauf der 30 Jahre, während derer die Anlage bereits besteht, hätten normale Setzungen des Auffüllbodens abgeklungen sein müssen. Es lag daher die Vermutung nahe, daß die beobachteten Setzungen und Geländeeinbrüche die Folge von Auswaschungen sind.

Wie die Untersuchungen ergaben, hatte die oben erwähnte Abriegelung des Oberwassers zwischen Kraftwerk und Südschleuse keinen oder doch keinen dauernden Erfolg gehabt. Das gestaute Wasser fand vielmehr durch die Fugen zwischen den Mauerblöcken, vor allem aber unter einem nicht auf liegendem Teil der Kraftwerksufermauer einen Durchlaß und setzte seinen Weg vornehmlich in den Mauerhinterfüllungen fort, die teilweise aus sehr grobem Felsaushub bestanden, seinerzeit ohne genügende Verdichtung eingebaut worden waren. Schließlich gelangte es über die Drainagen des Trenndammes in das Unterwasser.

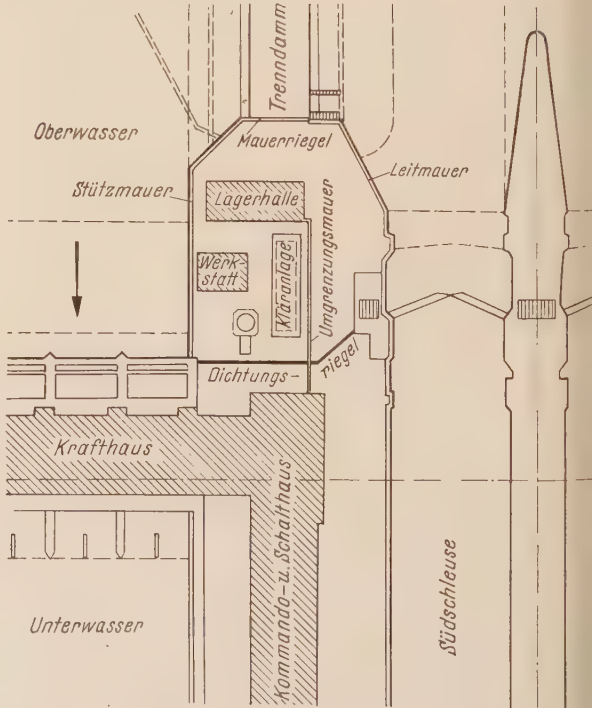


Abb. 1. Donaustufe Kachlet bei Passau. Lage des Dichtungsriegels zwischen Kraftwerkeinlauf und Oberhaupt der Südschleuse.

Diese Durchströmung des Trenndammes mußte unterbunden werden. Eine Abdichtung längs des bestehenden Mauerzuges schien jedoch nach Lage der Dinge nicht zu

zu sein. Sie sollte daher durch den Einbau eines Dichtungsriegels zwischen der Einlaufmauer des Kraftwerkes und Schleusenoberhaupt, die beide in den dort anstehenden gegründet sind, erreicht werden.

2. Bauweise

Der Einbau des Dichtungsriegels in den Dammkörper stellt zahlreiche Hindernisse in den Weg, von denen neben Durchströmung des Baugrundes nur folgende genannt werden. Der Schleusungs- und Kraftwerksbetrieb durfte in keiner Weise gestört werden, der Platz für Bauausführung und Verstelleneinrichtung war eng begrenzt, insgesamt 8 Kabel- und Rohrleitungen sowie 2 Drainagestränge, deren Lage teilweise nicht genau angegeben werden konnte, kreuzten die zu verbaute Trasse des Dichtungsriegels. Diese Hindernisse mußten bei einer rein tiefbaulichen Lösung der Aufgabe nur durch und unter zusätzlichem Kostenaufwand zu überwinden. Andererseits konnten die Vorteile, die eine Abdichtung des Baugrundes durch Einpressen geeigneter Suspensionen vor allem aus betrieblicher Hinsicht bot, wegen der im Boden liegenden Hindernisse nicht voll in Anspruch genommen werden. Aus wirtschaftlichen sowie betrieblichen und wirtschaftlichen Gründen (geringer Kostenrisiko) wurde schließlich einer Bohrpfahlwand nach dem System I. C. O. S. - Dr. Veder der Vorzug gegeben und zur Ausführung bestimmt.

Dieses System, das ohne Verrohrung des Bohrloches arbeitet, ermöglicht eine Überschneidung der einzelnen Bohrungen und Herstellung einer fugenlosen Pfahlwand ermöglicht, hat bereits im Ausland in vielen Ausführungen bewährt. Auch im Untersuchungsgebiet wurden Bohrpfahlwände nach diesem System in zwei Fällen ausgeführt, so daß die Anwendung im vorliegenden Fall im allgemeinen nichts Neues bedeutete und den bisherigen Erfahrungen aufgebaut werden konnte. Ein neuem Punkt unterschied sich der hiesige Einsatz jedoch von den bisher bekannten und beschriebenen Ausführungen. Während bisher nach diesem Verfahren nur in ungestörten, ungelagerten, ungestörten Böden gearbeitet werden konnte, konnte hier weder die vor 30 Jahren eingebrachte Auffassung noch der darunter lagernde gewachsene Boden als ungestört bezeichnet werden. Es mußte vielmehr damit gerechnet werden, daß die Strömung vom Ober- zum Unterwasser einen Teil der feineren und mittleren Körnung des Bodens mitgenommen und somit größere Hohlräume und Kanäle im Boden ausgewaschen hatte. Dies war vor allem für den Bereich der größeren Steine und Felsabtrag enthaltenden Mauerwerkfüllungen zu erwarten. Hierin war eine besondere Schwierigkeit für die Anwendung des mit Dickspülung arbeitenden Bohrsystems zu erblicken. Es konnte jedoch angenommen werden, daß sich diese Besonderheit durch örtliche Dichtungsmaßnahmen überwinden ließ.

Da die Wand lediglich den Zweck einer Dichtung zu erreichen hatte, sah man von einer Bewehrung der einzelnen Bohrungen ab. Die vorgesehene Einbindung der Pfähle von rund 1 m in den anstehenden Fels sollte auch nicht etwa eine Einbindung der Wand zur Aufnahme des sich einstellenden einseitigen Wasserdruckes bewirken, sondern lediglich die Gewähr eines einwandfreien, dichten Anschlusses des Wandbaues an den Fels erbringen. An das beiderseitige Mauerwerk Einlaufes und des Oberhauptes sollte die Pfahlwand dicht angeschlossen werden, daß die Mauerrückflächen im vollen Bohrverlauf angebohrt und die Anschlußpfähle in die Bohrer eingelassen wurden.

3. Durchführung

a) Bohren

Für den rd. 37 m langen Dichtungsriegel mußten insgesamt 82 Bohrlöcher auf etwa 15–16 m unter Gelände abgeteuft werden. Sie wurden sämtlich unverbohrt bei einem planmäßigen Durchmesser von 570 mm mittels eines 1,3 t schweren Bohrgeräts hergestellt. Während des Meißelns wurde durch das Bohrgut und den Meißel Betonitsuspension in das Bohrloch eingepreßt. Diese förderte das Bohrgut aus dem Bohrer heraus auf ein Rüttelsieb, wo es aus dem Kreislauf der Dickspülung ausgesondert wurde (Abb. 2). Bevor jedoch die Bohrungen beginnen konnten, mußte eine Schablone aus Beton in den Boden eingebaut werden, die dazu diente, einmal die Bohrtiefe genau festzulegen, zum anderen das untere Ende des Standrohres aufzunehmen. Diese Bohrschablone erhielt im Anbetracht des zu Einbrüchen neigenden Untergrundes eine Höhe von 1,20 m, damit sie instand war, Sackungen des Bodens, mit denen wegen der Erschütterungen beim Bohren zu rechnen war, zu überbrücken. Außerdem nahm sie auch die Verankerungen des Bohrturmgleises auf (Abb. 3). Im Ver-

lauf der Arbeiten hat sich gegenüber der Verwendung eines Bohrbockes der Einsatz eines auf Gleis fahrenden Bohrturmes als besonders günstig erwiesen. Dieser trug neben der Bohr-



Abb. 2. Die Dickspülung (Bentonitsuspension) fördert das Bohrgut auf das Rüttelsieb.

einrichtung auch die Pumpen für die Spülung und das Rüttelsieb. Während des Bohrens war der Turm unverrückbar mit dem Gleis verbunden. Seine Standsicherheit erhöhten weiter-



Abb. 3. Der Bohrturm mit aufgehängtem Standrohr. Im Vordergrund die Bohrschablone.

hin zwei Rohrstreben, die stärkere Verwindungen bei der Bohrarbeit mit dem schweren Meißel verhinderten. Diese Maßnahmen trugen wesentlich zu der Genauigkeit bei, mit der die Bohrungen abgeteuft wurden.

Für die Pfahlwand wurden jeweils erst mehrere Einzelpfähle mit einem Zwischenraum von 330 mm hergestellt. Sobald der Pfahlbeton (Bindemittelzugabe 200 kg Hochofenzement HOZ 225 je m³ Fertigbeton) ausreichende, aber noch nicht zu hohe Festigkeit erlangt hatte, wurden in den Zwischenräumen die Bohrungen für die Schließpfähle niedergebracht. Dabei wurden die benachbarten Einzelpfähle durch den Meißel um je 120 mm angeschnitten. Der dichte Anschluß Pfahl an Pfahl war also auch noch bei geringeren, in der praktischen Ausführung üblichen Abweichungen von der plangemäßen Einteilung gewährleistet. Wegen der zuverlässigen Aufstellung des Gerätes, der reichlich gewählten Überschneidung der Bohrpfähle und der verhältnismäßig geringen Pfahllängen hat man auf eine Vermessung der einzelnen Bohrlöcher nach ihrer Bohrrichtung verzichtet. Statt dessen wurde der Beton eines jeden vierten Pfahles durch Beimengung von schwarzer Eisenoxydfarbe gefärbt. Demgemäß mußte die Spülung beim Bohren eines Schließpfahles jeweils ungefärbten Beton des einen und schwarz gefärbten Beton des anderen der angemeißelten Nachbarpfähle fördern. Zeigte das Bohrgut von einer Betonfarbe zuviel, so ließ sich das richtige Verhältnis leicht durch Verschieben des Bohrturmes um nur wenige Zentimeter wieder-

herstellen. Mit diesem einfachen Hilfsmittel, dessen Anwendung den Fortgang der Arbeiten nicht behinderte, konnte die tatsächliche Überschneidung aller Pfähle bis in den Fels hinein einwandfrei verfolgt werden. Auf gleiche Weise wurde auch die Einbindung der Anschlußpfähle in die z. T. abgetreppten Mauerrückflächen beobachtet.

Der größte Teil der Bohrungen ließ sich ohne besondere Schwierigkeiten bei verhältnismäßig geringem Verbrauch an Bentonit niederbringen. Dieser betrug bei normalem Bohrverlauf für die zuerst gebohrten Einzelpfähle etwa 140 kg/m^2 Wandfläche, für Schließpfähle rd. 100 kg/m^2 Wandfläche. Ein Teil der Bentonitsuspension drang in die Bohrlochwandung ein und trug durch ihre tixotrope Eigenschaft zu deren Standvermögen bei, während der Rest beim Auswaschen des Bohrloches abgeleitet wurde und damit verlorenging.

Bei einer Anzahl von Bohrungen steigerte sich der Bentonitverbrauch dadurch, daß beim Bohren größere Hohlräume angefahren wurden, in die sich die Suspension ergoß. Dies zeigte sich durch plötzliches Abfallen des Bentonitpiegels im Standrohr an, wodurch der Kreislauf der Spülung unterbrochen wurde. Besaßen diese Hohlräume keine Ausgänge oder ließen sie sich durch den abfließenden Bentonitbrei schließen, so konnte die Arbeit fortgesetzt werden. Das Bohrgut wurde zum Teil durch die Arbeit des Meißels in die Hohlräume der Bohrlochumgebung verdrängt, zum Teil verblieb es im Bohrloch, bis die Pumpen die fehlende Bentonitmenge ergänzt hatten und der Überlauf am Standrohr erreicht war. Damit war der Kreislauf der Spülung wieder geschlossen. Dieser Vorgang hat sich bei einigen Bohrlöchern mehrmals wiederholt.

In einzelnen Fällen ging jedoch beim Bohren die Spülung gänzlich verloren, d. h. der gesamte Inhalt des Bohrloches und des Standrohres floß durch einen von der Bohrung angeschnittenen Kanal ab. Der Querschnitt des Kanals war dann so groß, daß ihn weder der abfließende Bentonitbrei noch das mitgerissene Bohrgut abdichten konnte. Rasch zusätzlich eingebrachte Füllstoffe, wie Sägemehl oder auch Zement, führten manchmal zur gewünschten Abdichtung, so daß nach Ersatz der verlorengegangenen Betonfüllung weitergebohrt werden konnte. Meistens allerdings erwiesen sich diese eingebrachten Füllmittel als wirkungslos. Es blieb daher zunächst nichts anderes übrig, als das Bohrloch im Bereich des Abflußkanales auszubetonieren, und zwar so, daß dieser möglichst weit mit Beton vollief. Sodann verließ man das Bohrloch und setzte die Arbeiten in einiger Entfernung fort, um jegliche Erschütterungen am verlassenen Bohrloch zu vermeiden. Meist kehrte man erst nach einigen Tagen zu dem verlassenen Bohrloch zurück und bohrte den Betonpfropfen auf. blieb das Bohrloch dicht, so konnte die Bohrung weitergeführt werden. Es kam jedoch auch vor, daß der Meißel im Fallen auch den in den Abflußkanal eingedrungenen Beton herausriß und damit den Abflußquerschnitt wieder freilegte. Dieser Fall konnte natürlich auch noch eintreten, wenn das Bohrloch bereits weiter abgeteufelt war. Derselbe Dichtungsvorgang mußte dann mit entsprechendem Mehraufwand wiederholt werden.

Im weiteren Verlauf der Arbeiten versuchte man dieser Gefahr dadurch zu begegnen, daß bei totalem Spülungsverlust in das leergelaufene Bohrloch nicht mehr Beton, sondern mit Bentonit vermengtes Bohrgut mit der Betoniersonde, d. h. also ruckweise in größeren Mengen eingebracht wurde. Meist konnte daraufhin die Arbeit sofort weitergeführt werden, wobei der Meißel das eingebrachte Bohrgut verdichtete und in die Abflußöffnung schob. Die so erzielte zähe Verkittung bewirkte beim Weiterbohren eine weit sicherere Abdichtung als die sprödere Plombierung mit Beton.

Bei den beschriebenen Maßnahmen ließ sich ein oft mehrmaliges Umsetzen der Bohreinrichtung bei denselben Bohrlöchern nicht immer vermeiden. Hierbei bewährte sich besonders der fahrbare Bohrturm, der dies ohne größere Umstände gestattete.

Zeitweise müssen die durch die Bohrung angefahrenen Kavernen und Kanäle so groß gewesen sein, daß sie das gesamte beim Bohren gelöste Meißelgut aufnehmen konnten. Man ging daher dazu über, um Bentonit zu sparen, bereits gefördert Bohrgut wieder in das Bohrloch einzubringen, sobald längere Zeit hindurch nichts mehr hochgespült worden war.

Dem 1,3 t schweren Meißel bereitete es keine Schwierigkeiten, auch umfangreichere, eingelagerte Felsbrocken zu durchstoßen. Allerdings dürfte dabei meistens auch der außerhalb des Bohrlochquerschnittes liegende Teil in das Bohrloch hineingerissen worden sein. Dies führte dann zu einer unbeabsichtigten Erweiterung des Loches, die sich beim Betonieren ungünstig auswirken konnte, wie später noch gezeigt werden soll.

Zwei außer Betrieb gesetzte Gußrohrleitungen mit 175 mm Durchmesser und einer Wandstärke von rd. 10 mm wurden

durchmeißelt, ohne daß dieser Vorgang von dem Meißelführer einwandfrei festgestellt werden konnte. Lediglich aus dem plötzlichen Abfallen des Bentonitpiegels im Standrohr konnte gefolgert werden, daß die Leitungsröhre angeschlagen wurde und sich bis zum beiderseitigen Abschlußflansch mit Bentonit gefüllt hatten. Splitter der Rohrwandung hat die Spülung wegen ihres hohen Gewichts nicht hochgeführt. Diese mußten in die Bohrlochwand eingedrungen sein, da sich die Bohrer ohne wesentlich größeren Meißelverschleiß bis auf Ende der Röhre hinabführen ließ. Das Hindernis der in 4 m Tiefe liegenden alten Kühlwasserleitungen wurde demnach in normalem Bohrgang fast unbemerkt überwunden.

Es ist selbstverständlich, daß die aufgezeigten, hauptsächlich im Bereich der Hinterfüllung des Oberhauptblockes aufgetretenen Schwierigkeiten eine starke Erhöhung des Bentonitverbrauchs zur Folge hatten. Dies war um so eher der Fall, als Erfahrungen über das Bohren mit Dickspülung in einem kavernösen Untergrund erst gesammelt werden mußten. So lag der Bentonitverbrauch für den Schrägriegel, der die Verbindung zum Oberhaupt herstellt, ganz wesentlich höher als demjenigen, der oben für den Hauptteil der Bohrfahle angegeben wurde. Der Durchschnittsverbrauch für die gesamte Wand ergab sich daher zu rd. 270 kg/m^2 Wandfläche. Grund der gesammelten Erfahrungen dürfte sich jedoch bei solch hoher Bentonitverbrauch bei ähnlich schwierigen Verhältnissen in Zukunft vermeiden lassen.

b) Betonieren

Nachdem die Endteufe erreicht war, wurde der Meißel ausgebaut und das Bohrloch mit der sog. Putzlocke, deren Durchmesser dem der Pfähle entsprach, ausgerundet. Dabei wurden lose an der Wand hängende Bentonitbatzen abgeschabt, anschließend wurde der Meißel wieder eingebaut und das Bohrloch unter leichtem Stoßen mit dem Meißel von restlichem Bohrgut freigespült. Unter Zuführen von Wasser wurde so lauwarm weitergespült, bis die Bentonitmischung durch reines Wasser ersetzt war. blieb dieses nach Abschluß des Waschens zurück und bis an den Rand des Überlaufs stehen, so war das Bohrloch für das Betonieren vorbereitet.

Der Pfahlbeton wurde mittels einer etwa $0,5 \text{ m}^3$ fassenden Sonde eingebracht. Das kegelförmige untere Ende der Sonde bestand aus zwei Klappen, die sich beim Aufstoßen öffneten und den Beton unter Verdrängung des im Bohrloch verbliebenen Wassers freigaben (Abb. 4). Bei ruckweiser Einbringung



Abb. 4. Die Betoniersonde wird mit der Bohrturmwinde eingeführt. Davor die Putzlocke.

der besseren Verdichtung des Betons dienen sollte, breitete der Beton im Bohrloch aus und drückte sich am Rande in die mehr oder weniger starke, die Bohrlochwandung bildende Bentonitschwarte ein. Diese wich ihrerseits nach oben aus, bei es im weiteren Verlauf des Betonierens zu einer Vermischung des Bentonits mit dem Beton in den Randzonen damit zu einer Verringerung der Betonfestigkeiten kommen konnte. Diese Vermischung des Betons und die Minderung seiner Festigkeiten ließ sich bei der Herstellung der Bohrer

Die Regierung der Bundesrepublik Deutschland und der Senat von Berlin haben im Jahre 1957 einen städtebaulichen Ideenwettbewerb „Hauptstadt Berlin“ ausgeschrieben. „Der Neuaufbau der durch den Krieg zerstörten Mitte Berlins ist die materielle, ihre Formung zu einem sichtbaren Ausdruck der Hauptstadt und der modernen Weltstadt ist die geistige Aufgabe des Wettbewerbs“. — So ist in der Auslobung des Wettbewerbs zu lesen.

Die vorbereitenden Arbeiten für die Ausschreibung sind vom Senator für Bau- und Wohnungswesen gemeinsam mit einem vorbereitenden Ausschuß durchgeführt worden. Die Denkschrift „Hauptstadt Berlin“, herausgegeben vom Bundesminister für Wohnungsbau, Bonn, und vom Senator für Bau- und Wohnungswesen, Berlin, ist das Ergebnis dieser vorbereitenden Arbeiten. Im großen und ganzen ist die in Großformat herausgegebene Denkschrift ein überaus aufschlußreicher Atlas mit 39 bunten Plänen, einigen Luftbildern und einer Folge von 42 Lichtbildern über die sogenannten „Festpunkte“. Festpunkte sind diejenigen Gebäude, die wegen ihrer baukünstlerischen oder historischen Bedeutung erhalten werden sollen.

Im wesentlichen soll der Wettbewerb den Raum umfassen, der zwischen Brandenburger Tor im Westen und Alexander-Platz im Osten, vom Oranienburger Tor im Norden bis zum Belle-Alliance-Platz (heute Mehringplatz) liegt. Die Unterlagen lassen die bereits geleistete umfangreiche Arbeit der Landes- und Stadtplanung für den Wiederaufbau Berlins erkennen. Sie bildet das Gerippe für die nunmehr angestrebte zeitgemäße Formung dieser Mitte.

Der Atlas verdient Beachtung weit über den Kreis der Teilnehmer am Wettbewerb hinaus. Er bietet für jeden, der Berlin kennt, eine Fülle von Anhaltspunkten, Erinnerungen und aufschlußreichen Erläuterungen, angefangen bei der geschichtlichen Entwicklung und weiter über Wohnen, Wirtschaft und Arbeit bis zum Verkehrs- und Versorgungsnetz. — Vorworte von Bundeskanzler Adenauer und dem ehemaligen Regierenden Bürgermeister Otto Suhr leiten die Denkschrift ein.

Auberlen, Düsseldorf.

DK 624.04 (023)

Schreyer: Praktische Baustatik. Teil 2, 8., Neubearb. Aufl. Bearb. von Baurat a. D. Dipl.-Ing. H. Ramm und Baurat Dipl.-Ing. W. Wagner. VI, 245 S., Gr. 16,5 · 23,5 cm, mit 433 Abb. Stuttgart: B. G. Teubner GmbH. 1958. Kart. 14,80 DM, Hln. 16,80 DM.

Die Herausgabe der achten neubearbeiteten Auflage des Buches durch die Herren Ramm und Wagner kennzeichnet deutlich die Beliebtheit und den Wert des Buches. Eine Durchsicht zeigt sofort die Begründung dieser Beliebtheit. Es wird nicht nur der Stahlbau, sondern in kurzen Zügen auch der Holz- und Betonbau besprochen. Die Ausarbeitungen der weiter unten angeführten Gebiete zeigen nicht nur theoretische Ableitungen, sondern auch Hinweise, die sich aus der Erfahrung der Bearbeiter ergeben und zahlreiche einschlägige gut durchdachte Beispiele und anschauliche Zeichnungen. Dabei wird auf die Normen hingewiesen; obwohl die DIN 1050 überholt ist, berührt das den theoretischen Teil nicht und die Beispiele nur geringfügig. Die Formelsammlung am Schluß des Buches könnte weiter ausgebaut werden.

Behandelt werden die nachstehend genannten Gebiete:

Berechnen von Niet-, Schrauben-, Schweiß-, Bolzen-, Nagel- und Dübelverbindungen; Formänderungen bei Biegung (Winkeländerungen und Durchbiegungen); Eingespannte Träger, Durchlaufträger (nach Clapeyron und nach Cross), Gelenk- oder Gerberträger; Schräge und geknickte Träger (Treppen); Doppelbiegung und schiefe Biegung (symmetrische und unsymmetrische Querschnitte); Schubmittelpunkt; Knicken bei mittigem Druck für ein- und mehrteilige Stäbe, Knicken dünnwandiger offener Profile (Biegedrillknicken); Berechnen von Dächern (Sparren, Pfetten, Binder); Ausmittiger Kraftangriff (Biegung mit Längskraft mit und ohne Knickgefahr); Gewölbe, Bogen und Widerlager im Hochbau.

Zusammenfassend kann das Werk als durchaus gelungen bezeichnet und für Studenten der Hoch- und Fachschulen sowie auch den im Beruf Stehenden empfohlen werden.

K. Latzin, Rheinhausen.

DK 624.014.25.002.2 : 621.791

Sahmel, P.: Schweißtechnische Gestaltung im Stahlbau. 84 S., Gr. DIN C 5, mit 237 Abb. Braunschweig: Friedr. Vieweg & Sohn 1957. Kart. 6,80 DM.

Die Einführung der neuen DIN 4100, Ausgabe Dezember 1956, gibt der Anwendung der Schweißtechnik neue Möglichkeiten. Dies trifft besonders für handwerkliche Betriebe zu, die bisher von der Ausführung von Schweißkonstruktionen, welche der behördlichen Bauaufsicht unterliegen, ausgeschlossen blieben, weil die Anforderungen an die Ausrüstung der Betriebe und die dauernde Beschäftigung eines Schweißfachingenieurs den Rahmen kleinerer Betriebe übersteigt.

Der „kleine Nachweis“ nach Beiblatt 2 der DIN 4100 ermöglicht nun auch solchen Betrieben, in einem bestimmten Umfang die Fertigung geschweißter Bauteile vorzunehmen. Die Aufgaben des Schweißingenieurs übernimmt hierbei der Schweißfachmann, dessen Qualifikation in dem genannten Blatt im einzelnen festgelegt ist. Dieses fordert von ihm neben guten Kenntnissen der Schweißtechnik und der Werkstoffkunde auch ein ausreichendes Wissen auf dem Gebiet der Statik des Stahlbaues.

Vorliegendes Fachbuch ist geeignet, diese Kenntnisse zu vermitteln, und kann darüber hinaus ein ständiger Begleiter für den Schweißfachmann sein, da es seinem Inhalt nach auf die Praxis abgestimmt ist.

Im einzelnen beschäftigt es sich mit der Festigkeitslehre der Statik, der Schweißtechnik und mit der baulichen Durchbildung geschweißter Konstruktionen. Hervorzuheben ist, daß die Grundgesetze dieser Sachgebiete stets an Beispielen der einfachen Schweißtechnik erläutert werden und so die theoretische Schwierigkeit bei der Behandlung des Stoffes gemindert wird. Hierbei wird auch versucht, einen Hinweis auf Stabilitätsfälle zu geben, die auch bei einfachen Konstruktionen von erheblicher Bedeutung sein können.

Sehr eingehend wird die bauliche Durchbildung geschweißter Konstruktionen behandelt und die DIN 4100 nach der Richtung ausführlich kommentiert. Hierfür sprechen die Konstruktionsbeispiele, die sowohl in der Art ihrer schweißtechnischen Herstellung als auch in ihrer statischen Wirkungsweise und ihrem Kraftverlauf erläutert sind. Diese aufgedehnte Sammlung umfaßt Stützen, Biegeträger und Fachkonstruktionen aus Profilen, Blechen und Rohrquerschnitten für welche die Schweißnähte und ihre Lage häufig im Detail wiedergegeben sind. Hinweise auf Kerbwirkungen und Ermüdungserscheinungen sowie Vorschläge für die Vermeidung der Häufung von Schweißnähten machen auf die Gefahren, durch Eigenspannungen und von der Werkstoffseite her zu beachten sind, aufmerksam. Vielleicht wäre es angebracht, die Frage der Werkstoffauswahl etwas eingehender zu behandeln, zumal klar herausgestellt werden sollte, daß St 33 im Geltungsbereich der DIN 4100 nicht verschweißt werden darf.

Durch das vorliegende Werk hat die Fachbuchreihe Schweißtechnik eine beachtenswerte Ergänzung erfahren.

Born, Köln.

DK 624.624 : 624.691 (023) = 51

Franciosi, Prof. Ing. V.: Ponti ad Arco con Impalcato sospeso. Tendenze attuali di esecuzione e di calcolo. VIII, 93 S., Gr. 24,5 · 34,5 cm, mit 156 Abb. (z. T. in Tafeln) und 21 Tabellen. Mailand: Ulrico Hoepli 1957. Kart. 3800 Lire.

Das Buch behandelt einen besonderen Brückentyp, den der Schöpfer der Schwede O. F. Nielsen ist. Es handelt sich um eine Stahlbogenbrücke mit biegesteifem Zugband, gleichzeitig Fahrbahnträger ist. Fahrbahn und Bogen sind durch ein System von geneigten Hängern miteinander verbunden, so daß das äußere Bild eines Fachwerkparabelträgers entsteht. Das Zugband, welches den Untergurt dieses Fachwerkes bildet, ist aus zwei Walzträgern, die mit Beton ummantelt sind, zusammengesetzt. Als Vorteil der diagonal geneigten Hänger gegenüber den sonst üblichen vertikalen Hängern wird eine wesentliche Verminderung der Biegemomente aus Verkehrslast vom Verfasser angegeben. Um diesen Vorteil voll und ganz zu erfassen, ist jedoch eine genaue elastizitätstheoretische Untersuchung erforderlich. Diese wird ausführlich dargelegt und ein Zahlenbeispiel vollständig durchgeführt. Auch das übliche Näherungsverfahren der Berechnung der Gurtbiegungen aus dem Verschiebungsweg des Fachwerkes wird gebracht. Die Ermittlung der Einzellasten erfolgt hierbei punktweise.

Wenn auch die elastizitätstheoretische Untersuchung grundsätzlich nichts Neues bringt, so ist doch die anschließende Ermittlung der Bruchsicherheit des Systems von Interesse. Unter der Voraussetzung ideal-plastischer Verhältnisse wird bei der Bestimmung von Kriterien für verschiedene Fließgelenksysteme die Möglichkeit des Versagens eingehend studiert und zahlenmäßig unterbaut. Den Abschluß bildet eine Stabilitätsuntersuchung des Bogentragwerkes.

Das Buch bringt für den Fachmann gerade in Hinsicht auf das Tragverhalten interessante Ergebnisse, wenn auch die Anwendung auf ein einziges System beschränkt ist.

H. Beer, Garmisch-Partenkirchen.

Verschiedenes

Zum 80. Geburtstag von Abt. Präs. i. R.

F. Hartmann, Böblingen

Der in der in- und ausländischen Fachwelt als „Weichen- und mel-Hartmann“ bekannte AbtPräs. i. R. Prof. Friedrich Hartmann konnte am 3. 9. 1958 in geistiger und körperlicher Tätigkeit sein 80. Lebensjahr vollenden. Der in Eßlingen a. N. geboren betätigte sich nach der an der Technischen Hochschule

Stuttgart abgelegten 1. Staatsprüfung für Bauingenieure in der väterlichen Bauunternehmung bei Eisenbahnbauten. 1903 trat Hartmann als Regierungsbauführer in die Dienste der Königl. Württ. Staatseisenbahn, 1906 legte er die 2. Staatsprüfung ab. 1923 wurde er nach einer erfahrungsreichen Tätigkeit im allgemeinen Eisenbahn-Baudienst zur Generaldirektion Stuttgart versetzt, wo ihm besonders Aufgaben des Oberbaues und der Weichenkonstruktionen oblagen und er wegen seiner umfassenden Kenntnisse als Vertreter dieser Direktion in die Arbeitsgemeinschaft für den Entwurf der Reichsbahnweichen

berufen wurde. Seine Tätigkeit ab 1928 als Dezernent im Eisenbahnzentralamt Berlin bewirkte die Einführung der Weichen in das System der Reichsbahnweichen, womit er in den Kreisen des In- und Auslandes bekannt wurde.

Nach dem Zusammenbruch wurde Hartmann als Leiter der Bauabteilung der Bundesbahndirektion Stuttgart berufen. Er hat als solcher unter den damaligen, beispiellos schwierigen Verhältnissen tatkräftig und erfolgreich an der raschen Beseitigung der umfangreichen Zerstörungen der Bahnanlagen im Bereich dieser Direktion mitgewirkt. Im 70. Lebensjahr trat er in den Ruhestand.

Er hat zahlreichen wissenschaftlichen Veröffentlichungen, besonders durch sein Buch „Reichsbahnweichen und Reichsbahnweichen“ sowie durch den von ihm bearbeiteten Abschnitt „Weichenbau“ im Handbuch für Eisenbetonbau hat Hartmann wertvolle Hilfsmittel für die Bauingenieurwissenschaft geschaffen. Während seiner Lehrtätigkeit als Honorar-Professor an den Technischen Hochschulen Stuttgart und Berlin konnte Hartmann unzähligen Studierenden einen Teil seines großen Wissens auf den Gebieten des Eisenbahnoberbaues und des Tunnelbaus vermitteln.

Im Alter dem Jubilar nach seinem so erfolgreichen und verantwortungsvollen Berufsleben noch viele Jahre ein glücklicher und gesunder Lebensabend beschieden sein!

Dr.-Ing. H. H. Kress.

Baurat Spennrath 70 Jahre

Am 8. August wurde Regierungsbaurat a. D. Dr.-Ing. E. H. Spennrath 70 Jahre alt. In Aachen geboren, wo er die Oberrealschule und anschließend die Technische Hochschule besuchte, führt ihn seine berufliche Laufbahn als Diplomingenieur von 1921 bis 1931 über die Ämter eines Beigeordneten in den Städten Köln und Aachen zur AEG, in der er als Vorstandsmitglied die Leitung der Bahnabteilung übernahm. Von 1949 bis 1955 war er Vorsitzender des Vorstandes der AEG, deren Aufsichtsrat er jetzt angehört. Die Technische Universität Berlin-Charlottenburg ehrte 1951 seine Leistungen auf dem Gebiete des Verkehrswesens und sein beispielhaftes Wirken für die Berliner Wirtschaft durch die Promotion zum Dr. h. c. Ehren halber. — Im Jahre 1956 wurde Spennrath mit dem Verdienstkreuz mit Stern und Schulterband des Verdienstordens der Bundesrepublik ausgezeichnet. 1957 ehrte die Industrie- und Handelskammer Berlin Spennrath mit der Wahl zum Ehrenpräsidenten.

Reinhard Jeht 60 Jahre alt

Am 21. September feierte Herr Dipl.-Ing. Reinhard Jeht, persönlich haftender Gesellschafter der Dyckerhoff u. Widmann K. G., seinen 60. Geburtstag.

Herr Jeht trat 1923 nach seinem Studium an der Technischen Hochschule Dresden in die zu Dyckerhoff u. Widmann gehörende Betonwarenfabrik Dresden-Cossebaude ein. 1932 wurde er zum Technischen Leiter der Dresdner Niederlassung ernannt und Anfang 1941 in die Hauptverwaltung der Firma in Berlin als Mitglied der technischen Geschäftsleitung berufen. Nach dem Zusammenbruch betreute er zunächst die sächsischen Betriebe der Firma; nach deren Enteignung nahm er 1948 wieder seine Tätigkeit bei der Hauptverwaltung der Firma auf, die sich nunmehr in München befand, unter gleichzeitigem Eintritt als persönlich haftender Gesellschafter.

Herr Jeht kann auf eine außergewöhnlich erfolgreiche berufliche Tätigkeit zurückblicken. Zahlreiche Großbauten in Mitteldeutschland auf dem Gebiete der Kraftwerke, der Braunkohlengruben, der Hydrieranlagen der sonstigen chemischen und anderen Industrien und viele Kilometer Autobahnen sind unter seiner Leitung entstanden.

Seine Erfahrungen und Gaben stellt Herr Jeht auch bereitwillig der Allgemeinheit durch seine Tätigkeit an ehrenamtlichen Gremien zur Verfügung. Erwähnt sei hier nur seine Mitgliedschaft beim Vorstand des Deutschen Beton-Vereins und seine Tätigkeit in Fragen der Hochschulreform, wo sein abgewogenes Urteil und seine fundierten Ansichten stets gerne gehört und geachtet werden.

Die Schriftleitung

VDI-Ehrenring für Dr.-Ing. G. Wickert

Auf der diesjährigen Hauptversammlung des Vereins Deutscher Ingenieure, in Köln, wurde Herrn Dr.-Ing. Gerhard Wickert, Dortmund, der VDI-Ehrenring in Anerkennung seiner viel beachteten wasserbaulichen Forschungsarbeiten und konstruktiven Neuentwicklungen von Stahlwasserbauten für Schleusentore verliehen.

Direktor Georg Meier †

Am 21. 8. 1958 verstarb im 73. Lebensjahr Herr Direktor Georg Meier, Geschäftsführer der Dellschau Stahlbau GmbH., Berlin-Tempelhof.

Der Verstorbene trat im Jahre 1912 als Betriebsleiter in die Firma ein und hatte an ihrem Aufbau wesentlichen Anteil. Im Jahre 1935 übernahm Georg Meier als technischer Direktor die Geschäftsführung der Firma. Auf Grund seines umfassenden Könnens, seiner großen Erfahrung und seinen hervorragenden Charaktereigenschaften wurde er im Rahmen des Berliner Stahlbaues und des Deutschen Stahlbau-Verbandes sehr bald eine bekannte Persönlichkeit.

Nach dem 2. Weltkrieg gelang es Herrn Meier dank seiner unermüdlichen Arbeitskraft und Einsatzbereitschaft, die Firma Dellschau Stahlbau, die fast vollständig demontiert war, in wenigen Jahren wieder zu ihrer jetzigen Bedeutung emporzuführen.

Elser

Auszug aus einem Bericht des Wupperverbandes

Bei dem höchsten bisher bekannten Sommerhochwasser an der Wupper haben die Verbandstalsperren vollen Hochwasserschutz geleistet. Die Arbeiten zur Reinhaltung der Wupper wurden planmäßig mit dem Schwerpunkt an der unteren Wupper fortgesetzt. Auf dem Klärwerk Wuppertal-Buchenhofen wurden im Zuge des planmäßigen Ausbaues dieses Klärwerkes weitere zwei Nachklärbecken in Betrieb genommen, so daß seit dem Sommer vorigen Jahres täglich bis zu 120 000 m³ Abwasser in der biologischen Stufe der Kläranlage behandelt werden können. Inzwischen ist auch die Gaskraftanlage fertiggestellt worden, die es ermöglicht, den Strombedarf für die Belebungsanlage in Zukunft aus dem eigenen Faulgas zu decken. Nachdem auf diese Weise der Engpaß in der Stromversorgung der Kläranlage überwunden werden konnte, wird es mit der Fertigstellung des im Bau befindlichen dritten Faulbehälters (Abb. 1)



und der Vergrößerung der Gebläseanlage möglich sein, die zur Abwasserreinigung einzusetzenden Energiemengen laufend zu steigern und zu einer immer wirkungsvolleren Abwasserreinigung mit dem späteren Endziel der vollbiologischen Reinigung zu gelangen.

Auf dem Klärwerk Schwelm, das ähnlich wie Buchenhofen schrittweise vollbiologisch ausgebaut werden soll, sind zwei Faulbehälter fertiggestellt und in Betrieb genommen worden.

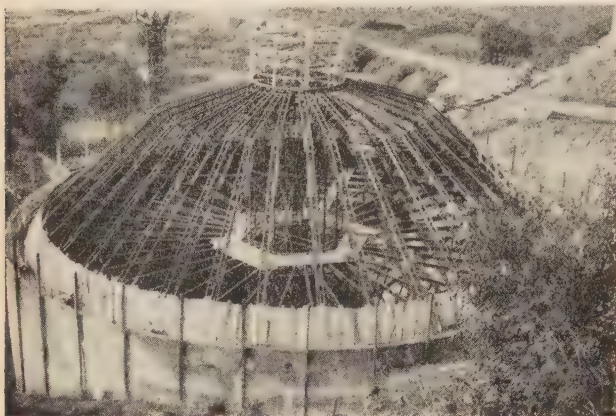


Abb. 1. Klärwerk Wuppertal-Buchenhofen. Einrüstung des III. Faulbehälters mit Hilfe der Rüstträger „Gigant“ der Firma Deutsche Stahllamelle Hünnebeck G.m.b.H., Düsseldorf.

Die Bauarbeiten an dem Regenrückhaltebecken der Kläranlage Burscheid wurden beendet. Bei dem 2,5 km langen Abwasserstollen Kerspe, der das Abwasser der Gemeinde aus dem Niederschlagsgebiet der Kerspelsperre ableiten soll, ist bereits mehr als die Hälfte des Stollenaufbruchs ausgeführt worden.

Was neue große Talsperren betrifft, so ist mit dem Entwurf für eine Vorsperre der Dhünnstalsperre begonnen worden. Der Entwurf für die Wuppertalsperre bei Krebsöge wurde fertiggestellt und der Aufsichtsbehörde im Dezember 1957 zur Prüfung und Genehmigung vorgelegt. Im Zuge der Unterhaltung der Wasserläufe wurde der dritte Bauabschnitt der Arbeit zur Beseitigung der schweren Hochwasserschäden der Wuppertalstrecke Hämmer-Wipperfurth beendet. Damit ist der Ausbau der gesamten Strecke in einer Länge von 2,4 km im Laufe der letzten drei Jahre fertiggestellt worden. Auch an der Unterhaltung der Wupper und am Morsbach sind Arbeiten zur Beseitigung von Hochwasserschäden durchgeführt und zwei Wehre abgebrochen worden.

Dr.-Ing. E. h. Möhle, Wuppertal-Barmen.

DIN

Die neu bearbeitete DIN 4100 „Geschweißte Stahlhochbauten, Berechnung und bauliche Durchbildung“ trägt das Ausgabedatum Dezember 1956. Sie ersetzt die Ausgabe November 1943 und soll nunmehr als Richtlinie dienen.

Die DIN 1000 „Stahlhochbauten, Ausführung“, Ausgabe März 1956, ersetzt das Blatt vom Juli 1930.

Das Normblatt DIN 1050 „Stahl im Hochbau, Berechnung und bauliche Durchbildung“, trägt das Ausgabedatum Dezember 1957 und dient ebenfalls als vorläufige Richtlinie.

Mitteilungen aus der Industrie

(Ohne Verantwortung der Herausgeber)

In diese Spalte werden kurze Mitteilungen von Bauwirtschaft und Industrie aufgenommen, die sich auf das Arbeitsgebiet der Zeitschrift beziehen. Der Inhalt muß ausgeführte Neuheiten behandeln. Der Umfang der Manuskripte darf, einschl. eines etwaigen Bildes, höchstens 50 Schreibmaschinenzeilen betragen. Für den Inhalt ist der Einsender verantwortlich. Die Auswahl des zu veröffentlichenden Materials behält sich der BAUINGENIEUR vor.

EMBE-Aggregat Typ 302

Das von der Beton-Spritz-Maschinen G.m.b.H., Frankfurt a. M. und Hamburg, herausgebrachte und auf der Deutschen Industrie-Messe Hannover 1958 erstmals vorgeführte EMBE-Aggregat Typ 302 (System Dr. Müller — BSM) ist eine fahrbare Injektionsanlage zur Durchführung von Zementmörtelverpressungen im Niederdruck- und im Hochdruckverfahren. Es enthält, um von einer fremden Kraftquelle usw. völlig unabhängig arbeiten zu können, alle für das Durchführen von Verpreßarbeiten erforderlichen Geräte. Das sind:

1 Dieseldieselmotor für den Betrieb des Zementmörtel-Einpreßgeräts, der Häng-Pumpe und zur Druckwassererzeugung;

1 Diesel-Drehstrom-Aggregat zur Versorgung der Antriebe der Aufzugswinden und Rührwerke und

2 Druckwasserkessel, die über einen Wasserzähler die Rührwerke versorgen und auch Reinigungsdruckwasser liefern.

Der vollständige Maschinensatz ist rd. 4,50 m lang, rd. 2,50 m breit und rd. 3,50 m hoch; er wiegt rd. 4 t. Er wurde für die Auf-

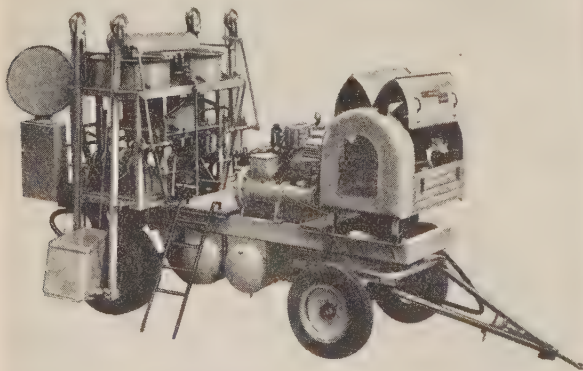


Abb. 1. EMBE-Aggregat Typ 302 — Ansicht von rechts.

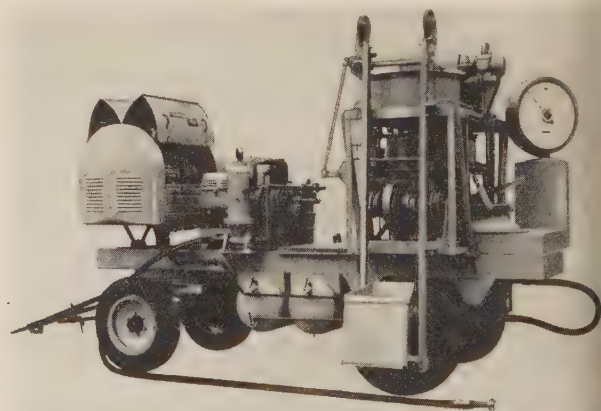


Abb. 2. EMBE-Aggregat Typ 302 — Ansicht von links.

2 Rührtröge zum Herstellen der Zementmörtel- oder Zementmilchmischungen mit zugehörigen Kübel-Aufzugsanlagen;

1 Zementmörtel-Einpreßgerät von 150 l Inhalt für Niederdruck-Injektionen bis zu 7 atü;

1 Hochdruck-Zementinjektionspumpe Häng der Größe 2 für Hochdruckinjektionen bis zu 42 atü (kann erforderlichenfalls durch Größe 3 für Hochdruckinjektionen bis zu 100 atü ersetzt werden, wenn ein entsprechend größerer Kompressor aufgebaut wird);

1 automatische Waage, welche das Zementmörtel-Einpreßgerät trägt, aus dem auch das Fördergut für die Häng-Pumpe entnommen wird;

führung von MV- und SBV-Pfahlgründungen und -verankerung System Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. Müller, Marburg a. d. Lahn geschaffen. Bei diesem Gründungsverfahren wird während der Errichtung der durch den größeren Verdrängerpfahlschuh geschaffene Hohlraum zwischen dem Pfahlschuh und dem Erdreich ununterbrochen mit Zementmörtel gefüllt; durch Hochdruckinjektion erhält er später noch seine Endverpressung. Mit gleichem Erfolg findet das EMBE-Aggregat Typ 302 auch für Zementmörtel- und Zementmilchinjektionen an Bauwerken des Ingenieur- und Hochbaues Verwendung (Abb. 1 u. 2).

Dipl.-Ing. Erich Rathsmann, München

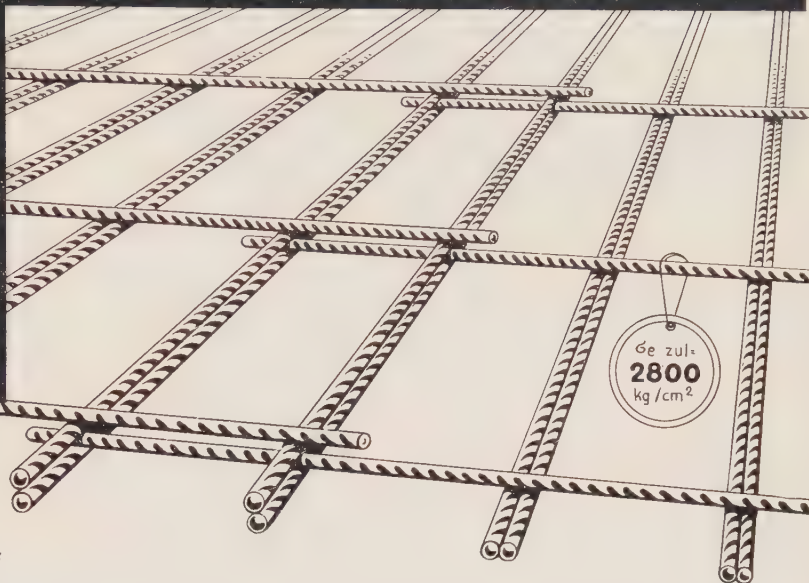
BAUSTAHLGEWEBE

LAGERMATTEN

jetzt auch mit gerippten Doppelstäben

ERHÖHTE HAFTUNG · GERINGERER STAHLVERBRAUCH

Kendelnummer	Matten- bezeich- nung	Abstände der Längs- stäbe	Durchmesser der Längs- stäbe	Stahlquerschnitt der Längs- stäbe		Gewicht		Ausführung
				Längs- stäbe	Quer- stäbe	je Matte	je m ²	
ohne								
N 47	150	150	3,0	3,0	0,47	0,47	9,2	0,74
N 91	100	100	3,4	3,4	0,91	0,91	15,5	1,45
N 94	75	75	3,0	3,0	0,94	0,94	16,0	1,49
N 98	50	50	2,5	2,5	0,98	0,98	16,6	1,54
N 141	50	50	3,0	3,0	1,41	1,41	23,9	2,22
mit								
Q 139	100	100	4,2	4,2	1,39	1,39	23,7	2,20
Q 188	150	150	6,0	6,0	1,88	1,88	32,9	3,06
Q 196	100	100	5,0	5,0	1,96	1,96	33,5	3,12
Q 237	150	150	7,0	7,0	2,37	2,37	44,7	4,16
R 198	150	250	6,0	4,2	1,88	0,56	21,3	1,98
Q 92	150	150	4,2/4,0	4,2	0,92	0,92	15,7	1,46
Q 131	150	150	5,0/4,0	5,0	1,31	1,31	20,6	1,92
Q 150	150	150	5,0/4,0	5,0	1,50	1,50	21,2	2,00
Q 185	150	150	4,2/4,0	4,2	1,85	1,85	28,2	2,62
Q 222	150	150	4,6/4,0	4,6	2,22	2,22	33,4	3,11
Q 262	150	150	5,0/4,0	5,0	2,62	2,62	39,0	3,63
Q 377	150	150	6,0/4,0	6,0	3,77	3,77	57,0	5,30
R 92	150	250	4,2/4,0	4,2	0,92	0,56	12,6	1,17
R 111	150	250	4,6/4,0	4,6	1,11	0,56	13,9	1,29
R 131	150	250	5,0/4,0	5,0	1,31	0,56	15,2	1,41
R 148	150	250	4,0/4,0	4,0	1,48	0,56	17,5	1,63
R 185	150	250	4,2/4,0	4,2	1,85	0,56	18,8	1,75
R 222	150	250	4,6/4,0	4,6	2,22	0,56	21,6	2,01
R 262	150	250	5,0/4,0	5,0	2,62	0,56	24,7	2,30
R 317	150	250	5,5/4,0	5,5	3,17	0,66	29,9	2,78
R 377	150	250	6,0/4,0	6,0	3,77	0,78	35,5	3,30
R 443	150	250	6,4/4,0	6,4	4,43	0,95	41,9	3,90



VERLANGEN SIE UNSERE DRUCKSCHRIFT 157

BAUSTAHLGEWEBE GMBH DÜSSELDORF RUF 54031, FERNSCHREIBER 08582856



Heute beherrscht der Bagger das Bild einer jeden Baustelle und eines jeden Steinbruches. Die ersten sind den Weg alles Irdischen bereits gegangen und durch technisch ausgereifere, schneller arbeitende Universal- und Steinbruchbagger ersetzt. Mit ihnen ist der Name MENCK & HAMBROCK zu einem Begriff geworden, mit dem jeder Fachmann Zuverlässigkeit, Betriebssicherheit und hohe Leistung verbindet.

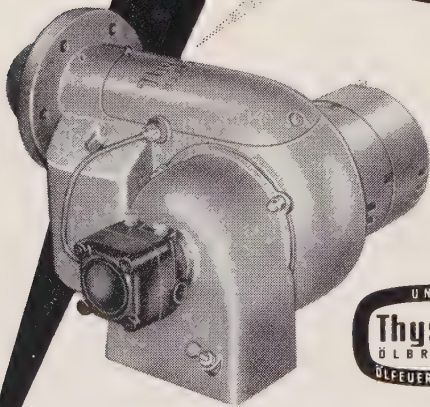
100 JAHRE
MENCK & HAMBROCK

das älteste Löffelbaggerfabrik



Heute UND morgen

Thyssen ÖLBRENNER



steht hinter jedem gelieferten
Ölbrenner die Garantie einer
großen Marke.



UNION-ÖLFEUERUNG GMBH

München 8 · Woerlstraße 5 · Telefon 448225/6 · Fernschreiber 052-2719

Umschau

Otto Rieth 65 Jahre alt

Otto Rieth, seit 1929 Inhaber der Firma Rieth & Sohn, Stahlbau, wurde am 9. August 65 Jahre alt. Schon vor dem 1. Weltkrieg war diesem Unternehmen tätig, vergrößerte er das Fabrikationsprogramm im Laufe der Jahrzehnte, trotz aller Schäden durch Krieg und Wirtschaftskrisen, so erfolgreich, daß heute in drei Berliner Betrieben und einem westdeutschen Zweigwerk über 1500 Arbeiter und Angestellte tätig sind. Das Fabrikationsprogramm umfaßt vornehmlich die Erstellung von Stahlkonstruktionen für den Hochbau, Stahlbauten für Wohnungs-, Industrie- und Geschäftshausbau, Spezialkonstruktionen für die Elektroindustrie sowie Stahlrohrmaste für Strahl- und Beleuchtung. Er ist heute Mitglied des Vorstandes des Wirtschaftsverbandes Eisen-, Maschinen- und Apparatebau (WEMA) e. V.

Walter Eberspächer 50 Jahre alt

Seinen 50. Geburtstag feierte am 9. August 1958 Fabrikant Walter Eberspächer, Mitinhaber der Firma J. Eberspächer, Kempten/Neckar. — Als Sohn des 1951 verstorbenen Fabrikanten J. Eberspächer geboren, legte er nach erfolgter Schul- und praktischer Berufsausbildung 1933 sein Ingenieur-Examen ab und war danach einige Jahre in verschiedenen Industriebetrieben tätig. Im Jahre 1947 erfolgte sein Eintritt in das Familienunternehmen.

Seit 1950 ist Herr Walter Eberspächer persönlich haftender Geschäftsführer der Firma, in der er hauptsächlich die Glasdach- und Giebelrost-Abteilung leitet.

Hoesch-Westfalenhütte AG.

Die Herren Wilhelm Stamme, Verkaufsleiter der Hoesch-Westfalenhütte AG, Dortmund, und Dr. Manfred Wohlgemuth, hiesiger Vorstandsmitglied der Firma F. Küppersbusch & Söhne AG, Gelsenkirchen, sind vom Aufsichtsrat in den Vorstand der Hoesch-Westfalenhütte AG berufen worden. Dr. Wohlgemuth wird den Dienst nachstehend bei der Hoesch-Westfalenhütte AG aufnehmen.

VDI/AWF-Fachgruppe Förderwesen

Innerhalb der VDI/AWF-Fachgruppe Förderwesen wurde ein Ausschuß für technisch-wirtschaftliche Information gebildet. Er soll die Fachwelt und eine möglichst breite Öffentlichkeit über die Bedeutung und nutzbringende Anwendung der Fördertechnik im deutschen Wirtschaftsleben unterrichten.

Die geplanten Veröffentlichungen werden sich auf die Arbeitsergebnisse der einzelnen Ausschüsse des Vereins Deutscher Ingenieure in Gemeinschaft mit dem AWF stützen. Die Vertreter der verbrauchenden wie herstellenden Industrie und Wissenschaft beschickten Ausschüsse dieser Fachgruppe beschaffen sich aus objektivem, neutralem Blickwinkel mit dem Auswertungs- und Betriebserfahrungen im Förderwesen, dem Materialfluß sowie fachtechnischen Fragen, wie sie beim Einsatz von Kranen und Flurförderern, Stetigförderern oder von Paletten und Behältern entstehen.

Technisch-wirtschaftlicher Informationsdienst des RKW

Dieser Informationsdienst hat von 1952 bis 1957 rund 100 schriftliche Informationen auf Grund von Anfragen an alle Kreisvereine der deutschen Wirtschaft erteilt, davon über 3000 sogenannte Einzelinformationen, d. h. solche, die auf die jeweiligen Fragen erst ausgearbeitet wurden. Wie das RKW mitteilt, wurde jetzt das Ergebnis dieses umfangreichen Materials in einer „Zusammenfassung ausgewählter Einzelinformationen aus den Jahren 1952–1957“ niedergelegt.

128 MW-Kraftwerk Kassel

Die Kraftwerk Kassel GmbH, eine Gemeinschaftsgründung der Preussischen Elektrizitäts-AG und der Städtischen Werke AG, hat beauftragt im Rahmen eines Ingenieurberatungsvertrages die Errichtung südlich der Stadt Kassel — an der Fulda — ein Kondensationskraftwerk mit einer installierten Leistung von rund 128 MW. Das Kraftwerk, das im Jahre 1959 in Betrieb genommen werden soll, ist für die Deckung des steigenden Energiebedarfes Nordhessens und der Stadt Kassel vorgesehen.

Mauerwerk aus rheinischen Bimsbaustoffen

Formate, Wanddicken, Techn. Hinweise, Verarbeitung, Regeln, Wärme und Schall, Bimsdielen, Decken — Herausgegeben vom Verband Rheinischer Bimsbaustoffwerke e. V., Neuwied/Edwards-Verhulsdonk-Straße 30, 24 Seiten, DIN A 5. — Mit neuen Broschüre über Mauerwerk aus rheinischen Bimsbaustoffen der Bimsverband eine instructive Schrift vor, die in knappen Worten das Wichtigste sagt, was der Praktiker wissen soll. Die Broschüre spricht Architekt, Bauunternehmer und Bauarbeiter an, denen „Bims-Rezepte“ vermittelt werden. Neben der eingehenden Beschreibung der verschiedenen Fabrikate und Tabellen über die Dicken bei Mauerwerk aus Bimsbaustoffen kommen Hinweise zur Verarbeitung dieser Stoffe, zehn Putzregeln für Außenputz auf Mauerwerk und Hinweise für die Ausführung von Stahlbetondecken nach DIN 1045 mit Bimsbeton-Hohlkörpern. Das Heft kann kostenlos vom Verband Rheinischer Bimsbaustoffwerke e. V. Neuwied bezogen werden.

Wieder lieferbar:

Die Statik im Stahlbetonbau

Ein Lehr- und Handbuch der Baustatik. Von Dr.-Ing. **Kurt Beyer**, ehem. ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden. — Zweite, vollständig neubearbeitete Auflage. Zweiter berichtigter Neudruck. Mit 1372 Abbildungen im Text, zahlreichen Tabellen und Rechenvorschriften. XII, 804 Seiten Gr.-8°. 1956. Ganzleinen DM 66,—

SPRINGER-VERLAG

BERLIN · GÖTTINGEN · HEIDELBERG



*** PROLAN-BAUTEN** stellen sich vor ...
... hier Kraftwerk Kassel —

- * PROLAN** ist der bekannte
BETONVERFLÜSSIGER
- + sicher in der Anwendung
 - + überlegen in der Leistung
 - + enorm wirtschaftlich
 - + frei von korrosionsfördernden Substanzen

HANS HAUENSCHILD & HAMBURG-WANDSBEK



SPANNBETON

Wir liefern mit mehrjähriger Erfahrung:

Kompl. Anlagen für die serienmäßige Herstellung von Deckenträger aller Art, Gleitfertiger für 5—7 Betonträger beliebiger Profilart.

Vorspanneinrichtungen für Rammpfähle · Fahrbahnplatten · Masten
Schwere Industriebinder etc.

Alle Arten von hydr. Spann- und Entspannpresen für Zug- bzw. Druckkräfte von 6—500 Tonnen

Spezialität: Sonderkonstruktionen in Pressen und Verankerungselementen

ED. SEIDNER
RIEDLINGEN / WÜRTT.
Tel. 293 Postfach 40

Einmal gebrauchte, sehr gut erhaltene

Stahlpundwände

in den Fabrikaten „Dortmunder-Union 3“
und „Hoesch 3“ in den Längen von 3 bis 8 m
laufend und preisgünstig abzugeben.

F. & A. JEHLE oHG., Rastatt-Hügelsheim/Baden
Fernsprecher: Iffezheim 277

Nichtstaubende, abriebfeste

Betonböden

alte und neue, mit „Kompakta“. Prospekt N 1 d.
Baustoff-Chemie, Seebuck/Oberbay.

BAUTENSCHUTZ
DEITERMANN
CHEMISCHE WERKE · DATTELN · RUF. 2187

Verkaufsbüros u. Fabriklager in allen Teilen Deutschlands

CERINOL

Beton- u. Mörteldichtungsmittel

RELAX

Schalöl

CERINOL-BV

Betonverflüssiger

EUROLAN

Schutz- und Isolieranstrich

PLASTIKOL

Dachschutz und Isoliermasse

CERINOL-AEA

Mischöl zur Verbesserung von Mörtel und Beton

STATIKER für Stahlhochbau

von bekannter württ. Stahlbaufirma in gutbezahlte Dauerstellung gesucht.
Bei guter Leistung Gewinnbeteiligung.

Ausführliche Bewerbung unter „Der Bauingenieur 705“ an den Springer-Verlag,
Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20, erbeten.

Diplom-Ingenieur

des Bauingenieurwesens mit Erfahrungen in der Bodenmechanik
als wissenschaftlicher Mitarbeiter

in der Abteilung Erd- und Grundbau der Bundesanstalt für
Wasserbau in Karlsruhe gesucht.

Vergütung TO. A III. Bewerbung mit handgeschriebenem Lebens-
lauf, Zeugnissen an

Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe, Hertzstr. 16.

An der Bau- und Ingenieurschule der Freien Hansestadt Bremen
ist zum 1. März 1959 die Stelle eines

Dozenten

mit einem Diplom-Ingenieur der Fachrichtung Bauingenieur-
wesen zu besetzen.

Voraussetzungen: Fünfjährige geeignete Praxis nach dem
Diplomexamen mit Erfahrungen auf den Fachgebieten des
Wasserbaues, einschließlich Kulturbau, des städtischen Tief-
baues, der Baubetriebslehre und der Baumaschinen.

Bezüge nach Verg.-Gr. III TO. A oder — bei späterer Über-
nahme in das Beamtenverhältnis — nach Bes.-Gr. A 13 Brem.
Bes.-Ord.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Zeugnisabschriften, Tätigkeits-
nachweisen, Lichtbild und Referenzen sind bis zum 30. 9. 1958
an die

Senatskommission für das Personalwesen, Bremen, Domshof 26,
zu richten.

Führendes, alteingesessenes Bauunternehmen Nordbayerns,

vornehmlich industrielle u. behördliche Ingenieur-
Hoch- u. Tiefbauten, sowie neuzeitlichen Straßen-
bau ausführend, sucht für sofort oder später

für Abt. Bauleitung:

Bau-Ingenieure (TH u. HTL)

mit Erfahrung in Bauausführung und Abrechnung
einschließlich Kostenüberwachung in ausbau-
fähiger Stellung.

Anfangsgrundgehalt nach TH bzw. T 3 RTV 1952
oder Vereinbarung;

für Abt. Arbeitsstudien u. Arbeitsvorbereitung:

Bau-Ingenieure bzw. Bautechniker (HTL)

und Maurer- bzw. Zimmerer-Meister

die Interesse an entwicklungsfähiger Anfangs-
stellung mit neuzeitlicher Aufgabenstellung haben.

Bewerbungen mit Tätigkeitsnachweis, Zeugnissen u. hand-
schriftlichem Lebenslauf u. Lichtbild, sowie persönlichen
Wünschen unter „Der Bauingenieur 696“ an den Springer-
Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20,
erbeten.

Bauunternehmen im mittelbadischen Raum sucht zum als-
baldigen Eintritt bei bester Bezahlung

1 jüng. Bauingenieur (HTL)

in Dauerstellung.

Es wollen sich nur Herren melden, die absolut sicher in Ab-
rechnung, Stahlbetoningenieurbau und allgemeinem Hochbau
sind.

Bewerbungen unter „Der Bauingenieur 703“ an den Springer-
Verlag, Anzeigenabteilung, Berlin W 35, Reichpietschufer 20,
erbeten.

Beim Rechnungsprüfungsamt des Landschaftsverbandes Rheinland
in Düsseldorf ist die Stelle eines

Landesoberbauinspektors

— Besoldungsgruppe A 8 LBO/A 4 b 1 RBO — zu besetzen. Die
Bewerber müssen die Abschlußprüfung an einer Höheren Tech-
nischen Lehranstalt, Fachrichtung Tiefbau, und die Bauinspektör-
prüfung bestanden haben. Außerdem werden gefordert lang-
jährige Erfahrungen auf dem Gebiet des kommunalen Bau-
verwaltungsdienstes und „Baustellenpraxis im Straßen- und
Brückenbau.

Bewerbungen mit Lebenslauf, Lichtbild und beglaubigten Zeugnis-
abschriften sind zu richten an den

Direktor des Landschaftsverbandes Rheinland,
Düsseldorf, Landeshaus, Horionplatz 1.

Einsendefrist: 3 Wochen nach Erscheinen dieser Anzeige. Persön-
liche Vorstellung nur nach Aufforderung.

Die BAUBEHORDE der Freien und Hansestadt HAMBURG —
Tiefbauamt — sucht

Diplom-Ingenieure Bauingenieure (HTL, Bauschule)

die gute Kenntnisse und Erfahrungen auf einem der nach-
stehenden Fachgebiete besitzen oder als jüngere Kräfte an
der Einarbeitung in eines dieser Gebiete interessiert sind:
Entwurf und Berechnung, Prüfung der Bauunterlagen und
Beaufsichtigung der Bauausführung von Brücken- und In-
genieurbauten, U-Bahn-Bauten, Stadtstraßen und Autobahnen,
Abwasserkanälen, Trassierung, Planung und Entwurf von
Bahnanlagen, Straßenverkehrsplanung.

Vergütung nach der Allgemeinen Vergütungsordnung der
TO. A.

Bewerber, die gemäß Gesetz zu Artikel 131 GG an der Unter-
bringung teilnehmen oder auf die Pflichtanteile gemäß §§ 12, 13
anrechenbar sind, werden bei gleicher Eignung bevorzugt.

Bewerbungen mit Lichtbild sind zu richten an:

FREIE und HANSESTADT HAMBURG, BAUBEHORDE
— Personalabteilung —
Hamburg 36, Stadthausbrücke 8



Trass im Beton

erhöht: Verarbeitbarkeit, Festigkeit, Dichtigkeit, Widerstandsfähigkeit gegen aggressive Gase und Wasser

vermindert: Wasserzusatz, Schwindung, Abbinde-
wärme, Bindemittelkosten.

Trasswerke MEURIN Betr.-GmbH.
ANDERNACH / RHEIN

Trass — Bimsbaustoffe — Schaumlava



BIBER-F

WASSERDICHTER SPERRBETON
(DM, amtl. Zulassung auch für Spannbeton)

nun noch wirtschaftlicher!

Verbrauch nur:

1.2 — 1.7 kg je cbm
bei Portlandzementbeton

2.4 — 3.4 kg je cbm
bei Hochofenzementbeton

je nach Betonqualität
(B 160 — B 300 und höher)

Bitte verlangen Sie unsere neuen Druckschriften!

Wesentliche Vorteile auch bei

BIBEROL-LP-Mischöl (LP)

BIBEROL-V 7 (BV)

Betonverflüssiger

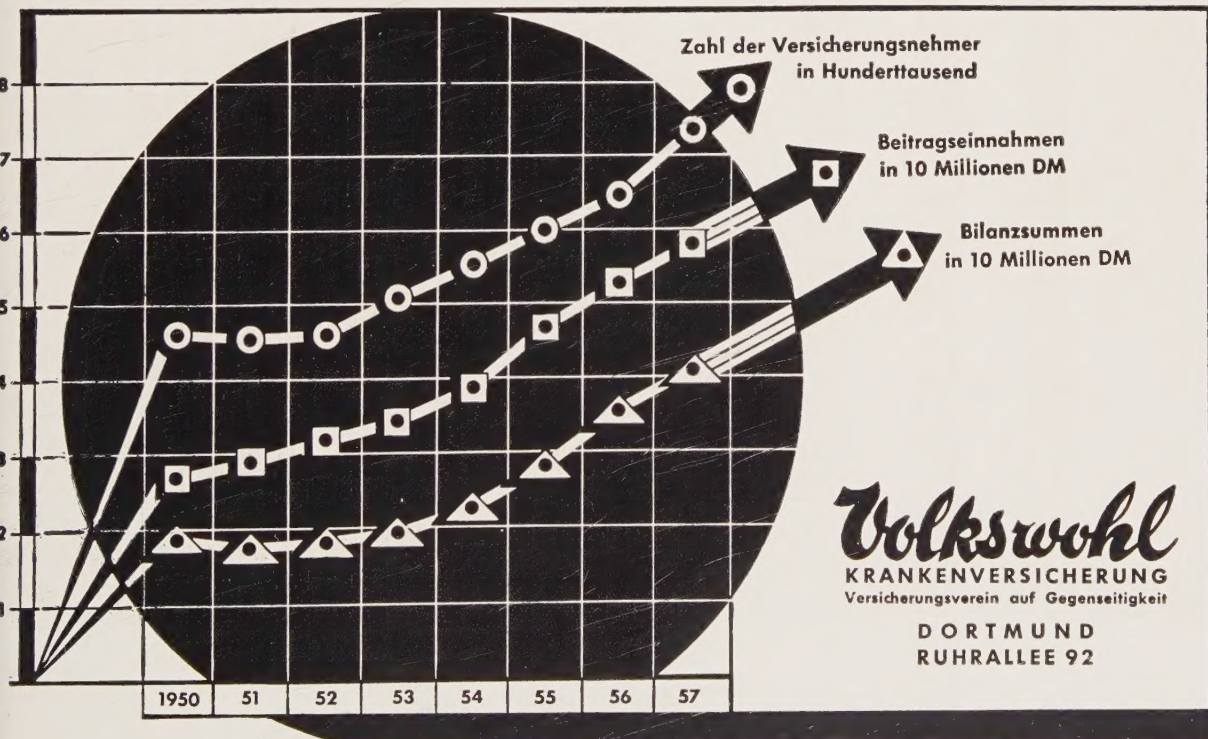
GUSTAV A. BRAUN BIBERWERK

Köln • Stuttgart • Hamburg



**Entschalungsmittel mit
großen Verdünnungsmöglichkeiten**

Organa-Bautenschutz, Bochum-Gerthe
Gebr. Mayer, chem. Fabrik, Eßlingen/N





Unsere **Fretz-Moon-Rohre**

sind seit vielen Jahren unerläßliche Bauteile
für Gas-, Wasser- und Dampf-Rohrleitungen
im In- und Ausland.

Zuverlässigkeit und Wirtschaftlichkeit
zeichnen sie aus.

Unsere Druckschrift 0506 liegt für Sie bereit

PHOENIX-RHEINROHR AG

VEREINIGTE HÜTTEN- UND ROHRENWERKE DÜSSELDORF

